



TUGAS AKHIR-RC14-1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL
QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA
DAN BALOK PRATEGANG MONOLIT PASCA TARIK
PADA LANTAI 13 DAN ATAP**

ONCAT GEMURUH LEPUTRA
NRP. 3115 105 004

Dosen Pembimbing I
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Dosen Pembimbing II
Prof. Tavio, S.T.M.T. Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL
QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA
DAN BALOK BETON PRATEGANG MONOLIT PASCA
TARIK PADA LANTAI 13 DAN ATAP**

ONCAT GEMURUH LEPUTRA
NRP. 3115 105 004

Dosen Pembimbing I
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Dosen Pembimbing II
Prof. Tavo, S.T.M.T. Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT – RC14 – 1501

**DESIGN OF MODIFICATION OF QUEST HOTEL
SURABAYA STRUCTURE USING DUAL SYSTEM AND
MONOLITHICALLY POST-TENSION PRESTRESSED
CONCRETE BEAMS AT 13th AND ROOF FLOORS**

ONCAT GEMURUH LEPUTRA
NRP. 3115 105 004

Supervisor I
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Supervisor II
Prof. Tavo, S.T.M.T. Ph.D.

DEPARTEMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL
QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM
GANDA DAN BALOK BETON PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

Pada

Program Studi S-1 Lintas Jalur Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

ONCAT GEMURUH LEPUTRA

Nrp. 31117105084

Disetujui oleh Pembimbing Lintas Jalur

1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

2. Prof. Tavio, ST., MT., PhD



SURABAYA, JULI 2017

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA DAN BALOK BETON PRATEGANG MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN ATAP

Nama Mahasiswa : Oncat Gemuruh Leputra
NRP : 3115105004
Jurusan : Teknik Sipil FTSP ITS
Dosen Pembimbing : Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Prof. Tavio, S.T.M.T. Ph.D.

Abstrak

Gedung Hotel Quest Surabaya yang didesain setinggi 13 lantai ($\pm 40,8$ m) akan dimodifikasi menjadi 14 lantai (± 43 m) dan akan didesain menggunakan beton bertulang pada keseluruhan lantai. Kemudian akan direncanakan dengan beton prategang pada lantai 13 dan lantai atap karena adanya 2 lantai tambahan yakni lantai 12 dan 13 yang akan didesain untuk ruang seminar tanpa adanya struktur kolom di tengah ruangan, sehingga ruang seminar menjadi lebih nyaman dan luas dibandingkan dengan penggunaan balok nonprategang yang akan menghasilkan dimensi yang lebih besar.

Pada perencanaan struktur Gedung Hotel Quest Surabaya ini akan didesain menggunakan Sistem Ganda karena gedung terletak di Kategori Desain Seismik D. Rangka utama didesain sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dan dinding struktur didesain sebagai dinding struktur Beton Khusus.

Dari hasil analisa yang telah dilakukan, didapatkan kesimpulan bahwa rangka utama gedung mampu menahan beban lateral arah X dan Y yang masing-masing arah sebesar 25,30% dan Y 26,90% sehingga syarat Sistem Ganda terpenuhi. Gaya prategang pada balok prategang lantai 13 didapat sebesar 2000 kN dengan kehilangan gaya prategang sebesar 20,35 % dan gaya prategang pada balok prategang lantai atap didapat sebesar 1000 kN dengan kehilangan gaya prategang sebesar 17,26 %

Kata Kunci : Beton Prategang, Dinding Struktur, Gempa, Sistem Ganda, Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus.

DESIGN OF MODIFICATION OF QUEST HOTEL SURABAYA STRUCTURE USING DUAL SYSTEM AND MONOLITHICALLY POST-TENSIONED PRESTRESSED CONCRETE BEAMS AT 13th AND ROOF FLOORS

Name : Oncat Gemuruh Leputra
NRP : 3115105004
Department : Civil Engineering FTSP ITS
Supervisors : Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Prof. Tavio, S.T. M.T. Ph.D.

Abstract

Surabaya Quest Hotel Building which was designed as high as 13 floors (± 40.8 m) is modified to 14 floors (± 43 m) and will be designed using reinforced concrete for all floors. It is also designed with prestressed concrete at the 13th and roof floors because of the 2 additional floors at 12th and 13th floors is designed for a seminar room without any column interfering the space of the room, so that the seminar room becomes more comfortable and spacious compared with the use of non-prestressed beams with larger dimensions.

The Quest Hotel Surabaya Building is designed using Dual System since it is assigned with Seismic Design Category D. The main frame is designed with Special Moment Frame System and the structural wall is designed as a Special Structural Wall.

From the results of the analysis, it can be concluded that the main frame of the building is able to withstand the lateral load in X- and Y-directions of 25.30% and 26.90%, respectively, so that the Dual System requirements are satisfied. The prestressing force of the beams at the 13th floor is 2000 kN with 20.35% loss of prestressing force and the prestressing force of the beams at the roof floor is 1000 kN with the loss of prestressing force of 17.26%.

Keywords: *Dual System, Earthquake, Prestressed Concrete, Special Moment Frame, Structural Wall.*

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

KATA PENGANTAR

Alhamdulillahirobbil'alamin, Puji syukur penulis panjatkan kepada Allah SWT atas rahmat dan karunia-Nya sehingga Tugas Akhir yang berjudul “Desain Modifikasi Struktur Gedung Hotel Quest Surabaya Menggunakan Sistem Ganda Dan Balok Beton Prategang Monolit Pasca Tarik Pada Lantai 13 Dan Atap” dapat diselesaikan.

Dalam terwujudnya Buku Tugas Akhir ini terdapat ucapan doa, untaian semangat dan nilai yang tak terhingga berupa bantuan dari pihak-pihak yang penulis berterimakasih kepadanya. Rasa terimakasih penulis sampaikan kepada :

1. Bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka dan Prof. Tavio, ST., MT., PhD. selaku dosen pembimbing yang telah memberikan bimbingan dan arahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
2. Bapak-Ibu Dosen pengajar Jurusan Teknik Sipil ITS atas ilmu yang telah diajarkan serta perangkat karyawan yang turut membantu.
3. Umi dan Aba, kedua orangtua yang sangat hebat atas semua nikmat kasih sayang dan doa yang telah diberikan dalam berbagai cara.
4. Seluruhnya yang telah membantu, dan tidak dapat disebut satu-persatu.

Penyusunan Buku Tugas Akhir ini masih memiliki kekurangan dan perlu adanya perbaikan. Sehingga kritik dan saran yang membangun diperlukan dalam perbaikannya. Semoga Buku Tugas Akhir ini bermanfaat dan dapat menambah pengetahuan bagi para pembaca.

Surabaya, Juli 2017

Penulis

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

Halaman Judul.....	i
Lembar Pengesahan.....	iv
Abstrak.....	v
Kata Pengantar.....	ix
Daftar Isi.....	xi
Daftar Tabel.....	xvii
Daftar Gambar.....	xix
 BAB I PENDAHULUAN	 1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah	4
1.3 Tujuan.....	5
1.4 Batasan Masalah	5
1.5 Manfaat.....	6
 BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	 7
2.1 Umum	7
2.2 Beton Bertulang.....	7
2.3 Beton Prategang.....	8
2.3.1 Gaya prategang	9
2.3.2 Tegangan ijin pada baja dan beton.....	9
2.3.3 Metode sistem prategang	10
2.3.4 Prinsip dasar beton prategang	12
2.3.5 Kehilangan gaya prategang.....	15
2.3.6 Momen retak.	23
2.3.7 Momen nominal.....	24
2.3.8 Lendutan pada balok prategang	25
2.3.9 Tipe strand dan tendon unit.....	25
2.4 Sistem Ganda (<i>Dual System</i>)	28
2.5 Pondasi	29
2.5.1 Daya dukung pondasi.....	29
2.5.2 Daya dukung group tiang pancang	30

BAB III METODOLOGI	31
3.1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir	31
3.2 Pengumpulan Data	32
3.3 Studi Literatur	34
3.4 Sistem Struktur	34
3.5 Perencanaan Struktur Sekunder	35
3.6 Pembebanan	37
3.7 Analisa Gempa	38
3.8 Analisis Struktur	43
3.9 Perencanaan Struktur Utama Non Prategang	43
3.9.1 Preliminary desain	43
3.9.2 Penulangan	45
3.10 Metode Pelaksanaan Struktur Prategang	48
3.11 Perencanaan Struktur Utama Prategang	50
3.11.1 Preliminary desain balok prategang	50
3.11.2 Tahap pembebanan beton prategang	50
3.11.3 Gaya prategang	50
3.11.4 Pemilihan tendon baja prategang	51
3.11.5 Kehilangan prategang	51
3.11.6 Kontrol kuat batas beton prategang	52
3.11.7 Kontrol geser	52
3.11.8 Kontrol lendutan	53
3.11.9 Pengangkur	53
3.12 Perencanaan Pondasi	54
3.13 Output Gambar	54
BAB IV PEMBAHASAN	55
4.1 Preliminary Desain	55
4.1.1 Data perencanaan	55
4.1.2 Perencanaan dimensi balok	56
4.1.3 Perencanaan dimensi pelat	57
4.1.3.1 Dasar perencanaan tebal pelat	57
4.1.3.2 Perencanaan tebal pelat lantai hotel	60
4.1.4 Pendimensian kolom	66
4.1.4.1 Perencanaan dimensi kolom	67

4.1.5 Perencanaan dimensi dinding struktur	70
4.1.6 Perencanaan dimensi balok prategang	71
4.2 Perencanaan Struktur Sekunder	72
4.2.1 Umum	72
4.2.2 Perencanaan pelat	72
4.2.2.1 Data perencanaan pelat	72
4.2.2.2 Pembebanan pelat	72
4.2.2.3 Penulangan pelat	74
4.2.3 Perencanaan tangga	85
4.2.3.1 Data perencanaan	85
4.2.3.2 Pembebanan tangga	86
4.2.3.3 Analisa struktur tangga	87
4.2.3.4 Penulangan pelat tangga	91
4.2.3.5 Penulangan balok bordes	94
4.2.4 Perencanaan balok lift	97
4.2.4.1 Penulangan balok lift (30/20)	99
4.2.4.2 Penulangan balok lift (60/40)	103
4.2.5 Perencanaan balok anak	107
4.2.5.1 Gaya dalam balok anak	108
4.2.5.2 Penulangan lentur balok anak	108
4.3 Pembebanan Dan Analisa Gempa	119
4.3.1 Umum	119
4.3.2 Data-data perencanaan	119
4.3.3 Perhitungan berat bangunan total (gravitasi)	120
4.3.4 Kategori desain seismik	121
4.3.4.1 Menentukan nilai spektra percepatan S_s dan S_1	121
4.3.4.2 Kategori resiko bangunan dan faktor keutamaan gempa I_e	123
4.3.4.3 Koefisien situs, F_a dan F_v	123
4.3.4.4 Spektral respon percepatan SD_s dan SD_1	124
4.3.5 Periode fundamental struktur (T)	124
4.3.6 Spektrum respon desain	127
4.3.7 Koefisien respon seismik (CS)	128

4.3.8	Perhitungan gaya geser dasar	129
4.3.9	Kontrol drift	131
4.3.10	Kontrol ketidakberaturan torsi	133
4.3.11	Kontrol sistem ganda (<i>dual system</i>)	134
4.3.12	Kontrol partisipasi massa	135
4.3.13	Kontrol p-delta	136
4.3.14	Eksentrisitas tak terduga	139
4.4	Perencanaan Struktur Utama Non Prategang	140
4.4.1	Umum	140
4.4.2	Perencanaan balok induk	140
4.4.2.1	Perencanaan tulangan balok induk eksterior	141
4.4.2.2	Perencanaan tulangan balok induk interior	158
4.4.3	Perencanaan kolom	178
4.4.3.1	Perencanaan kolom K1 (posisi tengah) ..	179
4.4.3.2	Perencanaan kolom K2	194
4.4.3.3	Perencanaan kolom K3	209
4.4.3.4	Perencanaan kolom K1 (Eksterior)	224
4.4.3.5	Perencanaan kolom K1 (Sudut)	238
4.4.4	Perencanaan dinding struktur	252
4.4.4.1	Kebutuhan tulangan dinding struktur	253
4.4.4.2	Batas kuat geser dinding struktur	254
4.4.4.3	Penulangan dinding struktur	254
4.4.4.4	Kontrol komponen batas khusus	256
4.4.4.5	Tulangan transversal daerah komponen batas khusus	257
4.4.5	Hubungan balok kolom	259
4.4.5.1	Perencanaan hubungan balok kolom	260
4.5	Perencanaan Struktur Utama Prategang	268
4.5.1	Umum	268
4.5.2	Data perencanaan beton prategang	269
4.5.3	Menentukan lebar efektif sayap balok	269
4.5.4	Perhitungan pembebanan	269
4.5.5	Penentuan tegangan ijin beton dan baja	270

4.5.6	Penentuan gaya prategang awal.....	272
4.5.6.1	Analisa penampang global.....	272
4.5.6.2	Gaya prategang awal (f_o).....	273
4.5.6.3	Penentuan strand dan tendon yang digunakan.....	276
4.5.6.4	Kehilangan gaya prategang.....	276
4.5.6.5	Kontrol gaya prategang setelah kehilangan	283
4.5.6.6	Kontrol lendutan	290
4.5.6.7	Kontrol momen nominal	291
4.5.6.8	Kontrol momen retak	292
4.5.6.9	Daerah limit kabel.....	294
4.5.7	Perencanaan kebutuhan tulangan lunak.....	296
4.5.7.1	Kontrol momen nominal.....	298
4.5.7.2	Pemasangan tulangan geser	304
4.5.7.3	Penulangan torsi balok.....	311
4.5.8	Pengankuran ujung	316
4.5.9	Partial prestressing ratio (PPR).....	318
4.6	Perencanaan Pondasi	319
4.6.1	Umum	319
4.6.2	Data tanah	319
4.6.3	Spesifikasi tiang pancang	319
4.6.4	Analisa daya dukung tiang pancang	320
4.6.4.1	Daya dukung tiang pancang.....	320
4.6.4.2	Repartisi beban di atas tiang berkelompok	322
4.6.5	Perencanaan pondasi tiang pancang	322
4.6.5.1	Daya dukung tiang pancang tunggal.....	324
4.6.5.2	Daya dukung tiang pancang kelompok....	329
4.6.5.3	Beban vertikal ekivalen (P_v).....	331
4.6.5.4	Kontrol kekuatan tiang.....	331
4.6.6	Perencanaan poer.....	336
4.6.6.1	Kontrol geser pons pada poer	336
4.6.6.2	Penulangan poer.....	336
4.6.7	Perencanaan balok sloof	341

4.6.7.1 Data perencanaan	341
4.6.7.2 Penulangan sloof	342
BAB V PENUTUP	345
5.1 Kesimpulan	345
5.2 Saran	346
Daftar Pustaka	347
Lampiran	349
Biodata Penulis	350

DAFTAR TABEL

	Hal.
Tabel 2.1 Koefisien Susut Beton Pasca Tarik	17
Tabel 2.2 Nilai C	18
Tabel 2.3 Nilai K_{re} dan J	19
Tabel 2.4 Nilai Koefisien Friksi Tendon Pasca Tarik	21
Tabel 2.5 Strand Properties	26
Tabel 2.6 Tendon Properties.....	27
Tabel 4.1 Dimensi Balok Induk.....	56
Tabel 4.2 Dimensi Balok Anak.	57
Tabel 4.3 Beban Mati Pelat untuk Kolom.	68
Tabel 4.4 Beban Hidup Pelat untuk Kolom.....	69
Tabel 4.5 Beban Mati Pelat Atap.....	73
Tabel 4.6 Beban Mati Pelat Lantai Hotel	73
Tabel 4.7 Penulangan Pelat Lantai	84
Tabel 4.8 Lanjutan Penulangan Pelat Lantai	84
Tabel 4.9 Pembebanan Mati Pelat Tangga	86
Tabel 4.10 Pembebanan Mati Pelat Bordes.....	86
Tabel 4.11 Pembebanan Mati Balok Bordes	94
Tabel 4.12 Rekap Penulangan Balok Anak	118
Tabel 4.13 Berat Total Beban Gravitasi	120
Tabel 4.14 Koefisien Situs Fa	123
Tabel 4.15 Koefisien Situs Fv	124
Tabel 4.16 Output Reaksi Dasar Hasil SAP 2000.....	130
Tabel 4.17 Output Reaksi Dasar Analisis Ulang SAP 2000.....	131
Tabel 4.18 Simpangan Ijin Lantai	132
Tabel 4.19 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Dinamik Arah X.....	132
Tabel 4.20 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Dinamik Arah Y	133

Tabel 4.21 Nilai Cek Persentase Antara Base Shear Frame dan Shear Wall Dari Kombinasi Beban Gempa	134
Tabel 4.22 Modal Participating Mass Ratios	135
Tabel 4.23 P-delta Arah X	138
Tabel 4.24 P-delta Arah Y	139
Tabel 4.25 Dimensi-Dimensi Balok Induk	140
Tabel 4.26 Perhitungan Momen Probable	148
Tabel 4.27 Perhitungan Momen Probable	165
Tabel 4.28 Daftar Penulangan Lentur Balok	177
Tabel 4.29 Daftar Penulangan Geser Balok	178
Tabel 4.30 Daftar Penulangan Torsi Balok	179
Tabel 4.31 Gaya Dalam pada Kolom K1	180
Tabel 4.32 Gaya Dalam pada Kolom K2	195
Tabel 4.33 Gaya Dalam pada Kolom K3	210
Tabel 4.34 Gaya Dalam pada Kolom K1 Eksterior	225
Tabel 4.35 Gaya Dalam pada Kolom K1 Sudut	239
Tabel 4.36 Resume Penulangan Kolom	252
Tabel 4.37 Gaya Dalam Dinding Struktur	253
Tabel 4.38 Resume Penulangan Dinding Struktur	259
Tabel 4.39 Tipe HBK	250
Tabel 4.40 HBK Tipe A	261
Tabel 4.41 Tulangan Pada HBK	262
Tabel 4.42 HBK Tipe B	263
Tabel 4.43 Tulangan Pada HBK	264
Tabel 4.44 HBK Tipe C	265
Tabel 4.45 Tulangan Pada HBK	266
Tabel 4.46 Reaksi Joint di Bawah Kolom	324
Tabel 4.47 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	325
Tabel 4.48 Jumlah Kebutuhan Awal Tiang Pancang untuk Joint di Bawah Kolom	328
Tabel 4.49 Resume Penulangan Balok Sloof	344

DAFTAR GAMBAR

	Hal.
Gambar 1.1 Potongan Memanjang Gedung (Gedung Kiri Sebelum Modifikasi Dan Gedung Kanan Setelah Modifikasi).....	3
Gambar 1.2 Denah Kolom Dan Balok Lantai 3-11 (Sisi Kiri Sebelum Modifikasi) Dan Denah Kolom Dan Balok Lantai 2-12 (Sisi Kanan Setelah Modifikasi).....	3
Gambar 1.3 Denah Kolom dan Balok Lantai 13 dan Atap (Balok Beton Prategang Dengan Lingkaran).....	4
Gambar 2.1 Ilustrasi Beton Prategang Pratarik	11
Gambar 2.2 Ilustrasi Beton Prategang Pascatarik.....	12
Gambar 2.3 Konsep Beton Prategang Sebagai Bahan yang Elastis	13
Gambar 2.4 Momen Penahan Internal Beton Prategang dan Beton Bertulang (Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns).....	14
Gambar 2.5 Balok Beton Menggunakan Baja Mutu Tinggi.....	14
Gambar 2.6 Skema Kehilangan Akibat Kekangan Kolom.....	23
Gambar 2.7 Skematik Diagram Momen Retak.....	24
Gambar 3.1 Diagram Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir	32
Gambar 3.2 Ss, Gempa Maksimum Yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER,Kelas Situs B) (Sumber : SNI 1726:2012).....	41
Gambar 3.3 S1, Gempa Maksimum Yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (Mcer,Kelas Situs B) (Sumber : Sni 1726:2012).....	41
Gambar 3.4 PGA, Gempa Maksimum Yang Dipertimbangkan Rata-RATA Geometrik (MCEG) ,Kelas Situs B (Sumber : SNI 1726:2012).....	42

Gambar 3.5	CRS, Koefisien Resiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 0,2 Detik (Sumber : SNI 1726:2012).....	42
Gambar 3.6	CRI, Koefisien Resiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 1 Detik (Sumber : SNI 1726:2012).....	43
Gambar 3.7	Pekerjaan Kolom.....	48
Gambar 3.8	Pengecoran Balok Pategang.....	49
Gambar 3.9	Pengecoran Kolom dan Balok Induk.....	49
Gambar 4.1	Denah Rencana Balok Kolom, Dinding Struktur	55
Gambar 4.2	Pemodelan Balok Interior.....	59
Gambar 4.3	Pemodelan Balok Interior.....	59
Gambar 4.4	Denah Pemodelan Perencanaan Pelat Lantai Hotel	60
Gambar 4.5	Pembebanan Kolom.....	67
Gambar 4.6	Jarak d_x Dan d_y pada Pelat.....	75
Gambar 4.7	Denah Tangga.....	85
Gambar 4.8	Potongan Melintang Tangga.....	86
Gambar 4.9	Pemodelan Struktur Tangga.....	87
Gambar 4.10	Denah Sangkar Lift dan Balok Lift.....	98
Gambar 4.11	Beban pada Balok Lift 40/25.....	100
Gambar 4.12	Beban pada Balok Lift 60/40.....	105
Gambar 4.13	Permodelan 3D Struktur Gedung.....	120
Gambar 4.14	Ss, Respons Spektral Percepatan Periode 0,2 Detik	121
Gambar 4.15	S ₁ , Respons Spektral Percepatan Periode 1 Detik	122
Gambar 4.16	Spektrum Respon Desain.....	128
Gambar 4.17	Pemutusan Tulangan Balok.....	177
Gambar 4.18	Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom K1.....	182
Gambar 4.19	Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom K1 dengan $f_s = 1,25f_y$	188

Gambar 4.20	Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom K2.....	197
Gambar 4.21	Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom K2 dengan $f_s = 1,25f_y$	203
Gambar 4.22	Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom K3.....	212
Gambar 4.23	Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom K3 dengan $f_s = 1,25f_y$	218
Gambar 4.24	Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom K1 Eksterior.....	227
Gambar 4.25	Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom K1 Eksterior dengan $f_s = 1,25f_y$	232
Gambar 4.26	Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom K1 Sudut.....	241
Gambar 4.27	Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom K1 Sudut dengan $f_s = 1,25f_y$	246
Gambar 4.28	Diagram Interaksi Dinding Struktur Panel 1	256
Gambar 4.29	Hubungan Balok Kolom	260
Gambar 4.30	Tegangan Saat Transfer di Tumpuan.....	274
Gambar 4.31	Tegangan Saat Transfer di Tengah Bentang.....	275
Gambar 4.32	Diagram Kehilangan Akibat Kekangan Kolom..	280
Gambar 4.33	Tegangan Saat Layan di Tumpuan	283
Gambar 4.34	Tegangan Saat Layan di Tengah Bentang	284
Gambar 4.35	Tegangan Saat Terjadi Gempa di Tumpuan Kana	285
Gambar 4.36	Tegangan Saat Terjadi Gempa di Tumpuan Kiri	286
Gambar 4.37	Tegangan Saat Terjadi Gempa di Lapangan.....	287
Gambar 4.38	Tegangan Saat Terjadi Gempa di Tumpuan Kiri	288
Gambar 4.39	Tegangan Saat Terjadi Gempa di Tumpuan Kanan	289
Gambar 4.40	Tegangan Saat Terjadi Gempa di Tengah Bentang	289
Gambar 4.41	Batas Daerah Limit Kabel	294
Gambar 4.42	Penampang Lapangan Balok Prategang	299

Gambar 4.43 Konsep Trial Error Keseimbangan Beban Dalam ACI Note	299
Gambar 4.44 Penampang Tumpuan Balok Prategang	302
Gambar 4.45 Denah Rencana Pondasi.....	323
Gambar 4.46 Grafik Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal...	328
Gambar 4.47 Konfigurasi Rencana Pondasi Kelompok	330
Gambar 4.48 Penampang Tiang Pancang.....	334
Gambar 4.49 Pemodelan Kantilever Pilecap Arah X dan Y.....	337
Gambar 4.50 Denah Sloof yang Ditinjau.....	342
Gambar 4.51 Pemodelan Balok Sloof pada Program Bantu Sp Column	343

BAB I

PENDAHULUAN

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Kebutuhan akan tempat tinggal sementara semakin meningkat dan berbanding lurus dengan meningkatnya tingkat mobilitas (bepergian) masyarakat. Lahan yang terbatas menjadi salah satu faktor adanya tempat tinggal sementara yang dibangun secara vertikal atau biasa kita sebut dengan gedung hotel. Selain bisa memanfaatkan lahan yang terbatas tersebut, hotel akan mampu menampung penghuni yang lebih banyak. Di Indonesia pembangunan suatu gedung harus memenuhi standar perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung, karena menurut PETA *HAZARD* GEMPA INDONESIA 2010, wilayah Indonesia termasuk dalam wilayah yang sangat rawan bencana gempa bumi seperti halnya Jepang dan California karena posisi geografisnya menempati zona tektonik yang sangat aktif dimana sering terjadi pergerakan lempeng yang mengakibatkan gempa. Sehingga, gedung hotel yang dirancang harus tahan gempa dan dapat meminimalisir adanya korban dari penghuninya akibat bencana gempa bumi.

Pada tugas akhir ini penulis mengambil objek berupa sebuah gedung yakni gedung Hotel Quest Surabaya. Perencanaan pembangunan gedung Hotel Quest Surabaya terletak di jalan Ronggolawe 27-29 Surabaya. Gedung Hotel tersebut memiliki 13 lantai diatas muka tanah (termasuk lantai dasar dan lantai atap). Karena gedung tersebut tidak memiliki ruangan yang luas sebagai ruang seminar, maka pada tugas akhir ini gedung tersebut akan dimodifikasi dengan menambahkan 2 lantai yakni lantai 12 dan 13 sebagai ruang seminar. Adanya ruang seminar diperlukan sebagai tempat pertemuan, rapat maupun jamuan acara lainnya dimana ruangan tersebut harus memiliki pandangan yang luas dan nyaman tanpa terhalang kolom bangunan sehingga digunakan balok beton prategang dalam konstruksi ruang seminar tersebut.

Beton prategang merupakan teknologi konstruksi beton yang mengkombinasikan dua jenis bahan mutu tinggi, yaitu beton dan

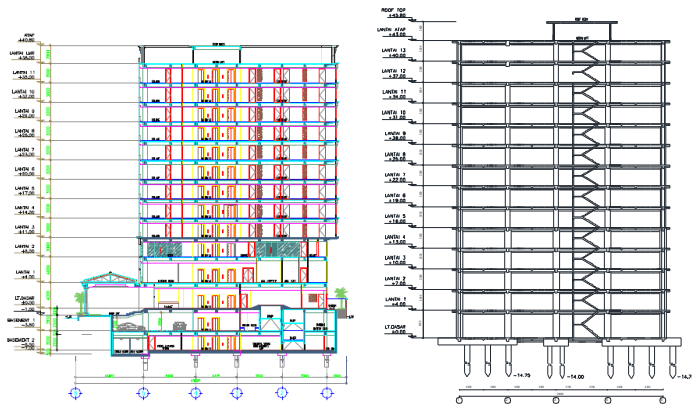
baja, dengan cara menarik baja tersebut dan menahannya ke beton, sehingga membuat beton dalam keadaan tertekan. Kombinasi aktif ini menghasilkan perilaku yang lebih baik dari kedua bahan tersebut. Kemampuan beton dalam menahan tarikan diperbaiki dengan memberikan tekanan, sementara kemampuannya menahan tekanan tidak dikurangi. Sehingga, beton prategang merupakan kombinasi yang ideal dari dua bahan modern yang berkekuatan tinggi (Lin dan Burns, 2000).

Selain memodifikasi dengan menambahkan lantai 12 dan 13 sebagai ruang seminar, denah dan tinggi lantai pada gedung Hotel Quest Surabaya akan disederhanakan serta *basementnya* tidak ditinjau karena mengingat waktu pengerjaan tugas akhir yang singkat.

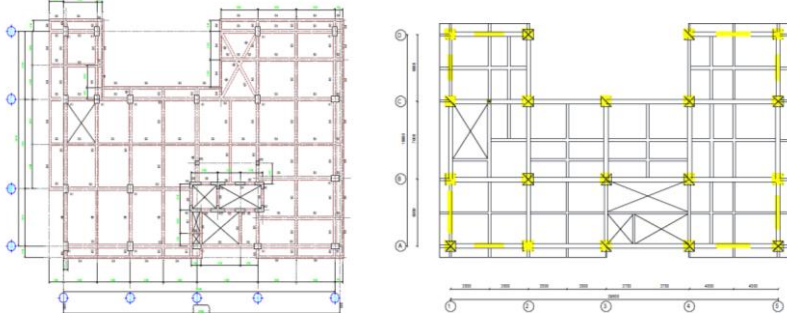
Dalam Tugas Akhir ini perencanaan struktur gedung Hotel Quest Surabaya akan direncanakan menggunakan Sistem Ganda untuk mendesain pada keseluruhan struktur dan menggunakan balok prategang pada ruang seminar yang tidak membutuhkan kolom di tengah-tengah ruangan sehingga ruang seminar menjadi lebih nyaman dan luas dibandingkan dengan penggunaan balok nonprategang yang akan menghasilkan dimensi yang lebih besar. Menurut SNI 1726:2012, Sistem Ganda (*dual system*) adalah sistem struktur dengan rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh sistem rangka pemikul momen dan dinding struktur ataupun oleh rangka pemikul momen dan rangka bresing. Rangka utama dan dinding struktur akan didesain sebagai Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus dan Dinding Struktur Beton Khusus karena gedung terletak di daerah resiko gempa tinggi. Untuk Sistem Ganda, menurut SNI 1726:2012 rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya (Tavio dan Kusuma, 2009). Sistem Ganda pada umumnya digunakan

untuk perancangan gedung tingkat tinggi yang dibangun didaerah gempa sedang sampai kuat.

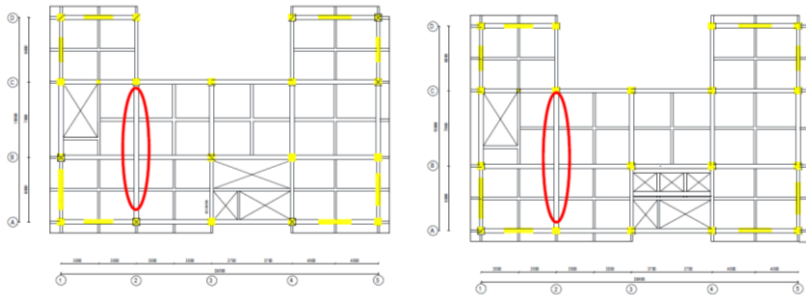
Perbedaan desain struktur bangunan *existing* dengan struktur bangunan hasil modifikasi dapat dilihat pada gambar 1.1 dan gambar 1.2 berikut :



Gambar 1.1 Potongan Memanjang Gedung (Gedung Kiri Sebelum Modifikasi dan Gedung Kanan Setelah Modifikasi)



Gambar 1.2 Denah Kolom dan Balok Lantai 3-11 (Sisi Kiri Sebelum Modifikasi) dan Denah Kolom dan Balok Lantai 2-12 (Sisi Kanan Setelah Modifikasi)



Gambar 1.3 Denah Kolom dan Balok Lantai 13 dan Atap (Balok Beton Prategang Dengan Lingkaran)

Pedoman peraturan yang digunakan adalah SNI 2847:2013 tentang tata cara perhitungan beton untuk bangunan gedung, SNI 1726:2012 tentang perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung, SNI 1727:2013 mengenai pedoman perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung serta peraturan tentang desain balok prategang yang memenuhi syarat bangunan tahan gempa.

1.2 Rumusan Masalah

Permasalahan umum yang akan diselesaikan adalah bagaimana merencanakan gambar teknis desain modifikasi struktur gedung Hotel Quest Surabaya menggunakan sistem ganda dan balok beton prategang monolit pasca tarik pada lantai 13 dan atap.

Detail permasalahan untuk menunjang penyelesaian permasalahan umum adalah :

1. Bagaimana merencanakan dimensi dan jumlah tulangan baja pada struktur sekunder meliputi plat, tangga, balok anak, balok lift gedung Hotel Quest Surabaya,
2. Bagaimana merencanakan dimensi dan jumlah tulangan baja pada struktur utama non prategang meliputi kolom, balok, dinding struktur gedung Hotel Quest Surabaya,
3. Bagaimana merencanakan dimensi, penulangan, dan tendon struktur utama prategang berupa balok beton prategang pada

lantai 13 dan atap yang dapat mencapai bentang panjang serta mampu menerima beban gempa,

4. Bagaimana merencanakan dimensi dan jumlah tulangan baja pada pondasi serta jumlah tiang pancang yang mampu menyalurkan beban yang terjadi pada struktur.

1.3 Tujuan

Tujuan umum dari penulisan tugas akhir ini adalah dapat merencanakan gambar teknis desain modifikasi struktur gedung Hotel Quest Surabaya menggunakan sistem ganda dan balok beton prategang monolit pasca tarik pada lantai 13 dan atap.

Tujuan khusus dari penulisan tugas akhir ini adalah :

1. Dapat merencanakan dimensi dan jumlah tulangan baja pada struktur sekunder meliputi plat, tangga, balok anak, balok lift gedung Hotel Quest Surabaya,
2. Dapat merencanakan dimensi dan jumlah tulangan baja pada struktur utama non prategang meliputi kolom, balok, dinding struktur gedung Hotel Quest Surabaya,
3. Dapat merencanakan dimensi, penulangan, dan tendon struktur utama prategang berupa balok beton prategang pada lantai 13 dan atap yang dapat mencapai bentang panjang serta mampu menerima beban gempa,
4. Dapat merencanakan dimensi dan jumlah tulangan baja pada pondasi serta jumlah tiang pancang yang mampu menyalurkan beban yang terjadi pada struktur.

1.4 Batasan Masalah

Dalam penyusunan tugas akhir ini akan dibatasi sampai dengan batasan-batasan permasalahan, antara lain :

1. Perhitungan pembebanan gempa mengikuti SNI 1726:2012, perhitungan pembebanan gedung mengikuti peraturan SNI 1727:2013, perhitungan beton mengikuti SNI 2847:2013,
2. Tidak menghitung anggaran biaya,
3. Tidak merencanakan basement,
4. Tidak meninjau segi arsitektur,

5. Karena waktu pengerjaan hanya satu semester (4 bulan) maka akan diadakan penyederhanaan denah dari denah *existing* yang ada,
6. Perencanaan ini tidak termasuk memperhitungkan perencanaan pembuangan saluran air bersih dan kotor, instalasi/jaringan listrik, finishing dsb. Sistem distribusi pembebanan dalam hal ini ditetapkan sesuai dengan peraturan yang telah ada.

1.5 Manfaat

Manfaat yang diperoleh dari penyusunan tugas akhir ini adalah :

1. Mendapatkan suatu desain struktur gedung tahan gempa berdasarkan peraturan gempa SNI 1726:2012, peraturan beton bertulang SNI 2847:2013, serta peraturan pembebanan SNI 1727:2013
2. Mendapatkan suatu disain balok prategang pada bangunan gedung yang mampu memikul beban rencana,
3. Menjadi literatur tambahan bagi akademisi dan praktisi dalam merencanakan serta menerapkan penggunaan beton prategang pada pembangunan gedung bertingkat.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Perencanaan modifikasi struktur pada Gedung Hotel Quest Surabaya ini menggunakan Sistem Ganda dengan letak bangunan yang berada di kota Surabaya. Hal ini mempertimbangkan perencanaan struktur gedung yang tahan gempa dengan menggunakan sistem rangka gedung dan dinding struktur berdasarkan pada tata cara SNI 1726:2012. Gedung yang memiliki ketinggian 13 lantai (termasuk lantai dasar dan lantai atap) akan dimodifikasi dengan menambahkan 2 lantai yakni lantai 12 dan 13 yang didesain sebagai ruang seminar dengan menggunakan beton prategang pada beberapa bagiannya, mengingat kebutuhan akan ruangan yang luas tanpa adanya kolom di tengah bentang.

2.2. Beton Bertulang

Beton dalam konstruksi teknik didefinisikan sebagai batu buatan yang dicetak pada suatu wadah atau cetakan dalam keadaan cair kental, yang kemudian mampu untuk mengeras secara baik. Beton dihasilkan dari pencampuran bahan-bahan agregat halus dan kasar yaitu pasir, batu pecah, atau bahan semacam lainnya, dengan menambahkan secukupnya bahan perekat semen, dan air sebagai bahan pembantu guna keperluan reaksi kimia selama proses pengerasan dan perawatan berlangsung. Bahan pengikat yang dipakai umumnya adalah dari jenis semen *portland* (s.p.) atau disebut juga *Portland Cement* (P.C.). Agregat kasar yang dipakai pada umumnya adalah kerikil atau batu pecah kecil (kricak) dan pasir sebagai agregat halus yang biasa digunakan. Untuk mudahnya dapat disebutkan, beton terdiri dari campuran semen portland, pasir dan kerikil atau batu pecah ditambah dengan air untuk proses pembuatan beton (Wikana dan Widayat, 2007).

Beton pada dasarnya kuat menahan tekan tetapi lemah terhadap tarik, oleh karena itu beton dipadukan dengan baja

tulangan yang kuat terhadap tarik sehingga didapatkanlah suatu kesatuan beton bertulang yang bisa digunakan pada konstruksi bangunan. Menurut SNI 2847:2013 beton bertulang adalah beton struktural yang ditulangi dengan tidak kurang dari jumlah baja prategang atau tulangan non prategang minimum yang ditetapkan dalam pasal 1 sampai 21 dan lampiran A sampai C. Beton bertulang ini mempunyai sifat sesuai dengan sifat bahan penyusunnya, yaitu sangat kuat terhadap beban tarik maupun beban tekan. Beban tarik pada beton bertulang ditahan oleh baja tulangan, sedangkan beban tekan cukup ditahan oleh beton.

2.3. Beton Prategang

Beton adalah suatu bahan yang mempunyai kekuatan tekan yang sangat tinggi, tetapi kekuatan tariknya relatif rendah. Sedangkan baja adalah suatu material yang mempunyai kekuatan tarik yang sangat tinggi. Dengan mengkombinasikan beton dan baja sebagai bahan struktur maka tegangan tekan dipikulkan kepada beton sementara tegangan tarik dipikulkan kepada baja (Budiadi, 2008).

Kombinasi yang terjadi pada beton prategang merupakan kombinasi yang aktif dari beton dan baja, yaitu dengan menarik baja dengan tegangan gaya tertentu dan melepaskannya sehingga mewujudkan beton dalam keadaan tertekan. Perbedaan utama antara beton bertulang dan beton prategang pada kenyataannya adalah beton bertulang mengkombinasikan beton dan tulangan baja dengan cara menyatukan dan membiarkan keduanya bekerja bersama-sama sesuai keinginannya, sedangkan beton prategang mengkombinasikan beton berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan cara – cara aktif, hal ini dicapai dengan cara menarik baja tersebut dan menahannya ke beton, jadi membuat beton dalam keadaan tertekan. Dengan kombinasi aktif ini akan didapat perilaku yang lebih baik dari kedua bahan tersebut. Jadi beton prategang merupakan kombinasi yang ideal dari dua buah bahan modern yang berkekuatan tinggi (Lin dan Burns, 2000).

2.3.1 Gaya prategang

Gaya prategang dipengaruhi oleh momen total yang terjadi. Gaya prategang yang disalurkan harus memenuhi kontrol batas pada saat kritis. Persamaan untuk mengetahui gaya prategang efektif yang diperlukan adalah (Lin dan Burns, 2000) :

$$F = T = \frac{M_T}{0,65h}$$

Keterangan :

M_T = Momen Total

h = Tinggi Balok

2.3.2 Tegangan ijin pada baja dan beton

Tegangan ijin baja sesuai SNI 2847:2013 pasal 18.5 tidak boleh melampaui nilai- nilai berikut :

1. Tegangan ijin akibat gaya pengangkuran tendon yang bekerja pada kabel. $0,94 f_{py}$ tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari $0,8 f_{pu}$ dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon prategang atau perangkat angkur.
2. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya prategang. $0,70 f_{pu}$

Tegangan ijin pada beton sesuai SNI 2847:2013 pasal 18.3.3 dan 18.4 :

- 1 Beton prategang akan diklasifikasikan sebagai kelas T sehingga tegangan serat terjauh dalam kondisi tarik pada saat beban layan adalah kurang dari sama dengan $0,5 \sqrt{f'c}$
- 2 Tegangan beton sesaat sesudah penyaluran gaya prategang (sebelum terjadinya kehilangan tegangan sebagai fungsi waktu) sesuai SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 tidak boleh melampaui nilai berikut :
 - Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan $0,60 f'_{ci}$
 - Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan pada ujung-ujung komponen tumpuan sederhana $0,70 f'_{ci}$
- 3 Tegangan beton pada kondisi beban layan (berdasarkan pada sifat penampang tak retak, setelah pembolehan untuk semua

kehilangan prategang) untuk komponen struktur lentur prategang kelas U dan kelas T sesuai SNI 2847:2013 pasal 18.4.2 tidak boleh melampaui nilai berikut :

- Tegangan serat tekan terluar akibat pengaruh prategang, beban mati dan beban hidup tetap $0,45 f'_c$
- Tegangan serat tekan terluar akibat pengaruh prategang, beban mati dan beban hidup total $0,60 f'_c$

Dimana :

f_{pu} = kuat tarik tendon prategang yang diisyaratkan, MPa

f_{py} = kuat leleh tendon prategang yang diisyaratkan, Mpa

f_{ci} = kuat tekan beton pada saat pemberian prategang awal, Mpa

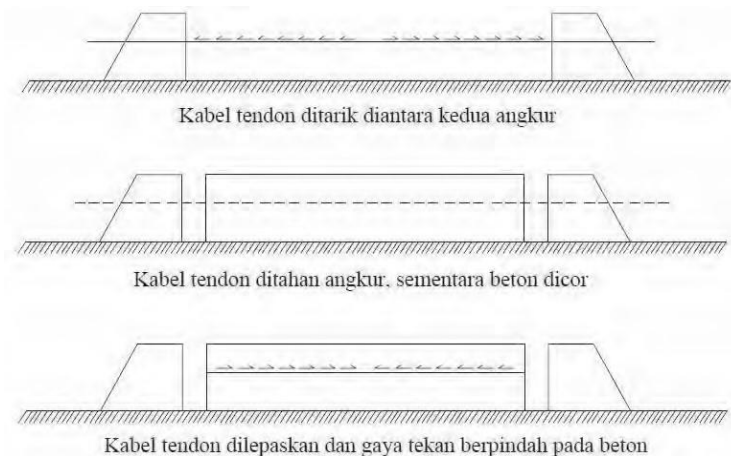
f'_c = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MPa

2.3.3 Metode sistem prategang

1. Sistem Pratarik (Pre-tension)

Sistem pratarik adalah sistem pemberian tekanan pada beton prategang dimana tendon pertama-tama ditarik dan diangkur pada abutmen tetap. Beton dicor pada cetakan yang sudah disediakan dengan melingkupi tendon yang sudah ditarik tersebut. Jika kekuatan beton sudah mencapai yang disyaratkan maka tendon dipotong atau angkurnya dilepas. Pada saat baja yang ditarik berusaha untuk berkontraksi, beton akan tertekan. Pada cara ini tidak digunakan selongsong tendon (Budiadi, 2008).

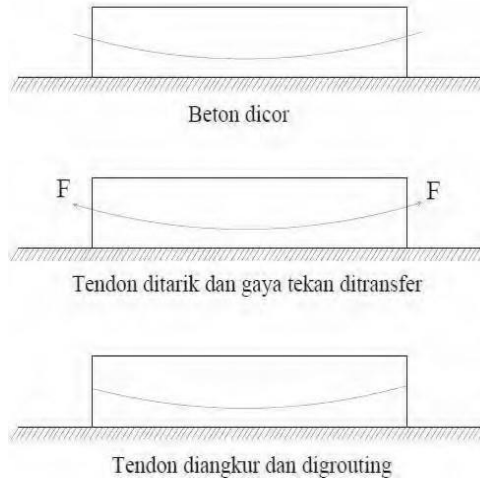
Transfer prategang beton biasanya dilaksanakan dengan dongkrak hidrolik atau dongkrakan sekrup yang besar, dimana semua kawat dilepaskan secara bersamaan setelah beton mencapai kekuatan tekan yang disyaratkan.



Gambar 2.1 Ilustrasi Beton Prategang Pratarik
(Sumber : Desain Praktis Beton Prategang, Andri Budiadi)

2. Sistem Pascatarik (Post-tension)

Sistem pascatarik adalah sistem pemberian tekanan pada beton prategang dimana dengan cetakan yang sudah disediakan, beton dicor di sekeliling selongsong (*ducts*). Posisi selongsong diatur sesuai dengan bidang momen dari struktur. Biasanya baja tendon tetap berada di dalam selongsong selama pengecoran. Jika beton sudah mencapai kekuatan tertentu, tendon ditarik. Tendon bisa ditarik di satu sisi dan di sisi yang lain diangkur. Atau tendon bisa ditarik di dua sisi dan diangkur secara bersamaan. Beton menjadi tertekan setelah pengangkuran. (Budiadi, 2008).



Gambar 2.2 Ilustrasi beton prategang pascatarik
(Sumber : Desain Praktis Beton Prategang, Andri Budiadi)

Berdasarkan pada ikatan tendon dengan betonnya, pasca-tarik terbagi menjadi dua bagian, yaitu (Lin dan Burns, 2000) :

- a. *Bonded*, setelah gaya prategang diaplikasikan pada beton, ruang kosong antara lubang dan tendon diisi dengan material grouting.
- b. *Unbonded*, setelah gaya prategang diaplikasikan pada beton, ruang kosong antara lubang dan tendon dibiarkan begitu saja. Adapun perlindungan tendon dari korosi biasanya dilakukan dengan system yang tahan air (*waterproof*).

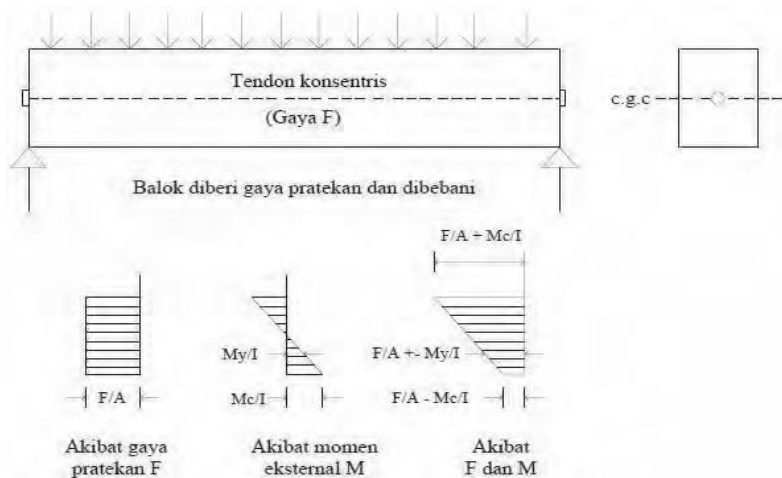
2.3.4 Prinsip dasar beton prategang

1. Sistem Prategang Untuk Mengubah Beton Menjadi Bahan yang Elastis.

Pada konsep yang pertama ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis. Beton prategang pada dasarnya adalah beton yang ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan terlebih dahulu pada bahan tersebut. Beton yang pada dasarnya tidak mampu menahan tarik

namun mampu memikul tekan dengan dilakukanya penekanan (pemberian gaya prategang) sehingga beton menjadi dapat memikul tegangan tarik (Lin dan Burns, 2000).

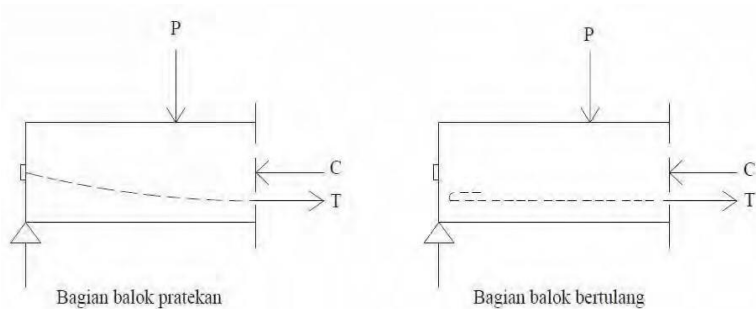
Dalam bentuk yang sederhana, ditinjau sebuah balok persegi panjang yang diberi gaya prategang oleh sebuah tendon melalui sumbu yang melalui titik berat dan dibebani oleh gaya eksternal, seperti gambar 2.3.



Gambar 2.3 Konsep Beton Prategang Sebagai Bahan Yang Elastis (Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

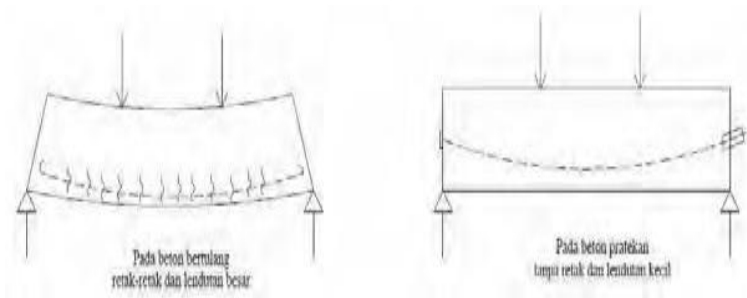
2. Sistem Prategang Untuk Kombinasi Baja Mutu Tinggi dengan Beton.

Konsep ini mempertimbangkan beton prategang sebagai kombinasi dari baja dan beton, seperti pada beton bertulang dimana baja menahan tarikan dan beton menahan tekanan, dengan demikian kedua bahan membentuk kopel penahan untuk melawan momen eksternal.



Gambar 2.4 Momen Penahan Internal Beton Prategang dan Beton bertulang (Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

Pada beton prategang baja mutu tinggi dipakai dengan jalan menariknya sebelum kekuatannya dimanfaatkan sepenuhnya. Karena jika baja mutu tinggi tersebut ditanamkan seperti pada beton bertulang biasa, akan terjadi retak – retak di beton sekitar sebelum seluruh kekuatan baja digunakan.



Gambar 2.5 Balok Beton Menggunakan Baja Mutu Tinggi (Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

3. Sistem Prategang Untuk Mencapai Kestimbangan Beban.

Konsep ini menggunakan prategang sebagai suatu usaha untuk membuat seimbang gaya-gaya pada sebuah batang. Pada keseluruhan disain struktur beton prategang, pengaruh dari prategang dipandang sebagai keseimbangan berat sendiri pelat, balok, dan gelagar tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi.

2.3.5 Kehilangan gaya prategang

Berdasarkan buku Desain Struktur Beton Prategang oleh T.Y Lin dan buku Prestressed Concrete : A Fundamental Approach oleh Edward G Nawy, kehilangan gaya prategang yang terjadi antara lain :

1. Rangkak (CR)

Rangkak pada beton terjadi karena deformasi akibat adanya tegangan pada beton sebagai satu fungsi waktu. Pada struktur beton prategang, rangkak mengakibatkan berkurangnya tegangan pada penampang.

$$CR = K_{cr} \times \frac{E_s}{E_c} \times (f_{cir} - f_{cds})$$

Dimana :

K_{cr} = Koefisien rangkak = 2,0 untuk pratarik
= 1,6 untuk pasca tarik

E_c = Modulus Elastisitas Beton saat umur beton 28 Hari

E_s = Modulus Elastisitas Baja Prategang

f_{cir} = Tegangan beton pada level pusat baja segera setelah transfer

f_{cds} = Tegangan beton akibat beban mati ekstra setelah diberi prategang

2. Perpendekan elastis beton (ES)

Pada struktur yang menggunakan kabel tunggal, tidak mengalami kehilangan gaya prategang akibat perpendekan beton, karena gaya pada kabel diukur setelah perpendekan tersebut terjadi.

Namun pada penampang yang memakai lebih dari satu kabel, maka kehilangan gaya prategang ditentukan oleh kabel yang pertama ditarik dan memakai harga setengahnya untuk mendapatkan rata-rata semua kabel.

Kehilangan gaya pada struktur pasca tarik didapat dengan :

$$ES = Kes \times Es \times \frac{f_{cir}}{E_{ci}}$$

Dimana :

Kes = 1.0 untuk komponen struktur pratarik.

Kes = 0.5 untuk struktur pasca tarik bila kabel-kabel secara berturut-turut ditarik dengan gaya yang sama.

E_s = modulus elastisitas baja

f_{cir} = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat gaya awal prategang

3. Susut Beton (SH)

Besarnya susut beton dipengaruhi oleh beberapa faktor meliputi proporsi campuran, tipe agregat, tipe semen, tipe perawatan, waktu antara akhir perawatan eksternal dan pemberian prategang, ukuran komponen struktur dan kondisi lingkungan.

Pada struktur pascatarik, kehilangan prategang akibat susut agak lebih kecil karena sebagian susut telah terjadi sebelum pemberian pasca tarik. Besarnya kehilangan prategang akibat susut pada beton dapat dihitung dengan rumus, yaitu :

$$SH = (8,2 \times 10^{-6}) K_{SH} E_s (1 - 0,00236 (V/S)). (100 - RH)$$

Dimana :

v/s = ratio volume beton prategang dibagi luas permukaan beton prategang

RH = kelembaban relatif udara sekitar

E_s = modulus elastisitas baja

K_{sh} = koefisien jangka waktu perawatan

Untuk metode pasca tarik ditentukan dalam tabel 2.1

Tabel. 2.1 Koefisien Susut Beton Pasca Tarik
(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

K_{SH}	Waktu akhir perawatan hingga pemberian gaya prategang
0,92	1
0,85	3
0,8	5
0,77	7
K_{SH}	Waktu akhir perawatan hingga pemberian gaya prategang
0,73	10
0,64	20
0,58	30
0,45	60

4. Relaksasi pada tendon (RE)

Akibat terjadinya perpendekan elastis (kehilangan gaya prategang seketika setelah peralihan) dan gaya prategang yang tergantung waktu, CR dan SH ada pengurangan berkelanjutan pada tegangan beton, jadi kehilangan gaya prategang akibat relaksasi berkurang. Sebenarnya balok prategang mengalami perubahan regangan baja yang konstan di dalam tendon bila terjadi rangkakan yang tergantung pada nilai waktu. Oleh karena itu, ACI memberikan perumusan untuk menghitung kehilangan gaya prategang dimana nilai dari K_{re} , J dan C tergantung dari jenis dan tipe tendon. Adapun perumusan tersebut yaitu:

$$RE = C \times \{ K_{re} - J (SH + CR + ES) \}$$

Dimana :

K_{re} = koefisien relaksasi

J = faktor waktu

- C = faktor relaksasi
 SH = kehilangan tegangan akibat susut
 CR = kehilangan tegangan akibat rangkai
 ES = kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis

Tabel 2.2 Nilai C

(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

<i>f_{pi}/f_{pu}</i>	stress-relieved strand or wire	stress-relieved bar or low relaxation strand or wire
0,80		1,28
0,79		1,22
0,78		1,16
0,77		1,11
0,76		1,05
0,75	1,45	1,00
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,90
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,80
0,70	1,00	
0,69	0,94	0,70
0,68	0,89	0,66
0,67	0,83	0,61

Lanjutan Tabel 2.2 Nilai C

0,66	0,78	0,57
0,65	0,73	0,53
0,64	0,68	0,49
0,63	0,63	0,45
0,62	0,58	0,41
0,61	0,53	0,37
0,60	0,49	0,33

Tabel 2.3 Nilai K_{re} dan J

(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

Type of tendon		K_{re} (MPa)	J
1	Strand/kawat stress-relieved 1860 MPa	138	0,15
2	Strand/kawat stress-relieved 1720 MPa	128	0,14
3	Kawat stress-relieved 1655 & 1620 MPa	121	0,13
4	Strand relaksasi rendah 1860 MPa	35	0,040
5	Kawat relaksasi rendah 1720 MPa	32	0,037
6	Kawat relaksasi rendah 1655 & 1620 MPa	30	0,035
7	Batabg stress-relieved 1000 & 1100 MPa	41	0,05

5. Pengankuran / Slip Angkur (ANC)

Kehilangan akibat pengankuran/slip angkur terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya prategang dialihkan ke angkur.

Cek apakah kehilangan prategang akibat pengangkur berpengaruh sampai ke tengah bentang :

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{pakai} \times (\mu \frac{\alpha}{L} + K)}} < \frac{L}{2}$$

- L = panjang balok prategang
 f_{st} = besar tegangan ijin baja tendon, Fo / A pakai
 α = sudut kelengkungan tendon,
 μ = koefisien kelengkungan,
 K = koefisien woble,

6. Friksi / Gesekan Kabel (Ps)

Pada struktur beton prategang dengan tendon yang melengkung diketahui adanya gesekan pada sistem penarik (jacking) dan ankur sehingga tegangan yang ada pada tendon lebih kecil daripada yang terdapat pada alat baca tekanan (pressure gauge). Kehilangan tegangan akibat gesekan pada tendon sangat dipengaruhi oleh pergerakan dari selongsong (wooble). Untuk itu digunakan koefisien wooble, K, dan koefisien kelengkungan μ. Kehilangan tegangan akibat friksi pada tendon pasca tarik harus dihitung dengan rumus:

$$F_p F = F_i \times e^{-(\mu \alpha + KL)}$$

Dimana :

- F_pF = gaya prategang yang terjadi akibat gesekan
 K = Koefisien Wooble
 L = panjang balok prategang
 μ = koefisien kelengkungan
 α = perubahan sudut akibat pengaruh kelengkungan

Tabel 2.4 Nilai Koefisien Friksi Tendon Pasca Tarik
(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

Tipe tendon		Koef. Wobble K per meter	Koef. Kelengkungan μ
Tendon pada selubung logam fleksibel	Tendon kawat	0,0033 - 0,0049	0,0033 - 0,0066
	Batang kekuatan tinggi	0,0003 - 0,0020	0,08 - 0,30
	Strand 7 kawat	0,0016 - 0,0066	0,015 - 0,25
Tendon pada selubung logam kaku	Strand 7 kawat	0,0007	0,15 - 0,25
Tendon yang diminyaki terlebih dahulu	Tendon kawat dan strand 7 kawat	0,001 - 0,0066	0,05 - 0,15

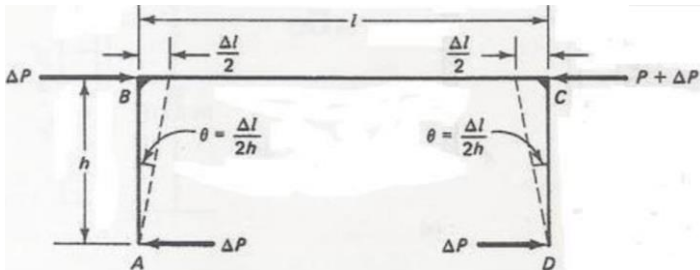
Lanjutan Tabel 2.4 Nilai Koefisien Friksi Tendon Pasca Tarik

Tipe tendon		Koef. Wobble K per meter	Koef. Kelengkungan μ
Tendon yang diberi lapisan mastik	Tendon kawat dan strad 7 kawat	0,0033 - 0,0066	0,05 - 0,15

7. Kekangan kolom

Pada Konstruksi beton prategang dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan prategang akibat kekangan kolom. Hal ini dapat terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekakuan kolom, gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya prategang karena sebagian gaya prategang digunakan untuk mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok prategang maka semakin besar gaya prategang yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi, demikian pula jika kolom didisain tidak kaku maka semakin kecil gaya kehilangan prategang balok akibat kekangan dan semakin kecil momen yang diterima kolom akibat gaya jacking yang terjadi (Nawy, 2000).



Gambar 2.6 Skema Kehilangan Akibat Kekangan Kolom

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h}$$

Berdasar Gambar 2.6 besarnya gaya yang hilang akibat kekangan dapat dihitung sebagai ΔP dengan persamaan di atas dimana M_B dan M_A adalah momen muka kolom pada titik A dan titik B akibat gaya P yang bekerja.

2.3.6 Momen retak

Momen Retak (M_{cr}) pada struktur beton prategang dihitung berdasarkan teori elastik. Retak terjadi apabila serat beton terjauh mencapai *modulus of Rupture* (f_r) sebesar $0,62 \sqrt{f_c'}$. Dengan rumus dasar f_r dapat dihitung sebagai berikut (Lin dan Burns, 2000) :

$$-\frac{F}{A} + \frac{Fec}{I} + \frac{Mc}{I} = f_r$$

Perumusan momen retak :

$$M_1 = F \left(e + \frac{r^2}{c} \right)$$

$$M_2 = \frac{f_r \times I}{c}$$

Jadi ,

$$M_{cr} = M_1 + M_2$$

Dimana :

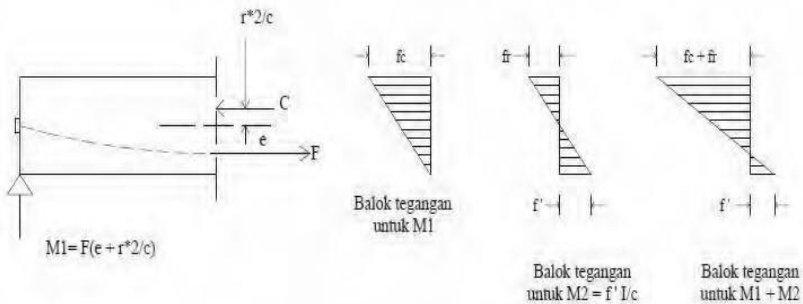
F = gaya prategang efektif setelah kehilangan

I = inersia balok

e = eksentrisitas dari garis netral beton prategang (c.g.c.) ke tendon baja (c.g.s.)

A = luas penampang balok

f_r = modulus keruntuhan



Gambar 2.7 Skematik Diagram Momen Retak

(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

2.3.7 Momen nominal

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi. Nilai momen nominal yang terjadi bergantung desain penampang apakah menggunakan tulangan lunak terpasang atau tidak. Selain itu juga bergantung pada jenis penampang balok. Adapun rumus – rumus yang digunakan untuk menghitung momen nominal berdasarkan Desain Struktur Beton Prategang oleh T.Y Lin :

$$\begin{aligned}
 T &= A_{ps} \times f_{ps} \\
 A_{ps} &= b_w \times d \times \rho_p \\
 f_{ps} &= f_{pu} \left(1 - 0,5 \rho_p \times \frac{f_{pu}}{f_{c'}} \right) \\
 a &= T / (0,85 \times f_{c'} \times b_w) \\
 M_n &= T \left(d - \frac{a}{2} \right)
 \end{aligned}$$

Dimana :

M_n = momen nominal penampang

T = gaya tarik (tensile) = $A_{ps} \times f_{ps}$

A_{ps} = luas tulangan prategang dalam daerah tarik

f_{ps} = tegangan tulangan prategang di saat mencapai kuat

- nominalnya
 d = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan prategang
 a = tinggi blok tekan persegi ekuivalen

2.3.8 Lendutan pada balok prategang

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton prategang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang diisyaratkan. Adapun berbagai jenis lendutan berdasarkan Desain Struktur Beton Prategang oleh T.Y Lin :

- a. Lendutan ke atas (*camber*) akibat tekanan tendon

$$\Delta l_{po} = \frac{1}{8} \times \frac{F_o \times e \times l^2}{E_c \times I}$$

Dimana :

- F_o = gaya prategang awal
 E_c = modulus elastisitas beton
 I = momen inersia penampang

- b. Lendutan ke bawah akibat beban merata dan beban terpusat

$$\Delta = \frac{5qL^4}{384EI},$$

dimana q = beban merata

$$\Delta = \frac{PL^3}{48EI},$$

dimana P = beban terpusat di tengah bentang

2.3.9 Tipe strand dan tendon unit

Baja yang digunakan untuk memberikan gaya prategang menggunakan baja mutu tinggi. Baja mutu tinggi merupakan bahan yang dapat menghasilkan gaya prategang dan mensuplai gaya tarik pada beton prategang. Baja mutu tinggi untuk sistem prategang

biasanya berupa kawat (wire), untaian kawat (strand) atau batang (bar).

Berikut ditampilkan tabel untuk strand properties dan tendon properties berdasarkan peraturan dari *VSL Indonesia*.

Tabel 2.5 Strand Properties
(Sumber : Tabel VSL Indonesia)

1.1 - STRAND PROPERTIES 13mm (0.5")

Strand type		prEN 10138 – 3 (2006) Y1060S7		ASTM A 416-06 Grade 270
Nominal diameter	d (mm)	12.5	12.9	12.7
Nominal cross section	A ₀ (mm ²)	93	100	98.7
Nominal mass	M (kg/m)	0.726	0.781	0.775
Nominal yield strength	f _{p0.1k} (MPa)	1634 ¹⁾	1640 ²⁾	1675 ³⁾
Nominal tensile strength	f _{pk} (MPa)	1860	1860	1860
Specif./min. breaking load	F _{pk} (kN)	173	186	183.7
Young's modulus	(GPa)		approx. 195	
Relaxation ⁴⁾ after 1000 h at 20°C and 0.7 x F _{pk}	(%)		max. 2.5	

1) Characteristic value measured at 0.1% permanent extension
2) Minimum load at 1% extension for low-relaxation strand
3) Valid for relaxation class acc. to prEN 10138-3 or low-relaxation grade acc. to ASTM A 416-06

Tabel 2.6 Tendon Properties.
(Sumber : Tabel VSL Indonesia)

1.2 - TENDON PROPERTIES 13mm (0.5")

Unit	Strands numbers	Steel area			Breaking load			Corrugated steel duct ¹⁾ (recommended)		Corrugated plastic duct VSL PF-PLUS ²⁾		Steel pipes
		A _p acc. to prEN		ASTM	Y1860S7 (prEN)		Grade 270 (ASTM)	d _h / d _e	e	d _h / d _e	e	
		d=12.5 mm A _p =93 mm ²	d=12.9 mm A _p =100 mm ²	d=12.7 mm A _p =100 mm ²	d=12.5 mm A _p =93 mm ²	d=12.9 mm A _p =100 mm ²	d=12.7 mm A _p =93.7 mm ²					
		(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(kN)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
5-1	1	93	100	100	173	186	183.7	2025	8	2025	6	25.0 x 2.0
5-2	2	186	200	197	346	372	367	3540	8	3625 ³⁾	—	31.8 x 2.02/50.0
5-3	3	279	300	296	519	558	551	3540	6	3625 ³⁾	—	31.7 x 2.02/50.0
5-4	4	372	400	392	692	744	728	4045 ⁴⁾	7	3625 ³⁾	—	42.4 x 2.02/50.0
5-7	5	465	500	494	885	1009	919	3550	6	3683	14	60.3 x 2.02/50.0
	6	558	600	592	1058	1216	1102	4050	6	3683	12	—
5-7	7	651	700	691	1211	1392	1286	4057	7	3683	11	60.3 x 2.02/50.0
5-12	8	744	800	790	1384	1498	1470	5082	9	3683	10	70.0 x 2.02/50.0
	9	837	900	886	1557	1678	1653	5582	8	3683	9	—
	10	930	1000	987	1730	1860	1837	6087	10	3683	9	—
	11	1023	1100	1076	1903	2046	2021	6087	9	3683	8	—
5-12	12	1116	1200	1184	2076	2232	2204	6087	8	5083	7	70.0 x 2.02/50.0
5-15	13	1209	1300	1283	2249	2418	2388	6572	9	7691	14	82.5 x 2.02/50.0
	14	1302	1400	1382	2422	2604	2572	6572	8	7691	13	—
5-15	15	1395	1500	1481	2595	2790	2756	7077	9	7691	12	82.5 x 2.02/50.0
5-19	16	1488	1600	1579	2768	2976	2934	7572	9	7691	12	88.9 x 2.53/60.5
	17	1581	1700	1671	2941	3162	3123	7572	11	7691	11	—
	18	1674	1800	1777	3114	3348	3307	7572	10	7691	10	—
5-19	19	1767	1900	1875	3287	3534	3490	7572	9	7691	9	88.9 x 2.53/60.5
5-22	20	1860	2000	1974	3460	3720	3674	8067	10	10008	20	88.9 x 2.53/60.5
	21	1953	2100	2073	3633	3936	3891	8067	9	10008	19	—
5-22	22	2046	2200	2171	3806	4092	4041	8067	9	10008	18	88.9 x 2.53/60.5
5-27	23	2139	2300	2270	3979	4278	4225	8562	12	10008	19	101.6 x 3.0/60.5
	24	2232	2400	2389	4152	4464	4409	8562	11	10008	18	—
	25	2325	2500	2481	4325	4650	4593	8562	14	10008	18	—
	26	2418	2600	2586	4498	4836	4778	8562	13	10008	18	—
5-27	27	2511	2700	2674	4671	5022	4960	9512	15	10008	17	101.6 x 3.0/60.5
5-31	28	2604	2800	2768	4844	5208	5144	9512	14	10008	16	101.6 x 3.0/60.5
	29	2697	2900	2882	5017	5394	5327	9512	13	10008	15	—
	30	2790	3000	2961	5190	5580	5511	9512	12	10008	14	—
5-31	31	2883	3100	3060	5363	5766	5695	9512	11	10008	13	101.6 x 3.0/60.5
5-37	32	2976	3200	3151	5536	5952	5878	100107	13	119121	20 ⁵⁾	114.3 x 3.0/60.5
	33	3069	3300	3257	5709	6138	6062	100107	12	119121	19	—
	34	3162	3400	3356	5882	6324	6246	100107	12	119121	19	—
	35	3255	3500	3455	6055	6510	6430	110117	17	119121	19	—
	36	3348	3600	3533	6228	6696	6613	110117	17	119121	19	—
5-37	37	3441	3700	3632	6401	6882	6797	110117	16	119121	18	114.3 x 3.0/60.5
5-43	43	3939	4300	4244	7439	7996	7899	120127	18	130136	23	127.0 x 3.0/60.5
5-55	55	5115	5500	5429	9515	10250	10104	130137	17	130136	17	139.7 x 3.0/60.5

1) Flat ducts parabolic wall

2) Flat duct: PF-B-85⁶⁾ with rectangular side anchorage, for PF-B-85⁶⁾ use also order 3.1.3.

3) Flat ducts (steel or PP-B-107) side wall with square type casting phase contact per ISL requirements. In plan view, tendons with side type anchorage must be straight between anchorages or have only small horizontal kinks with a maximum of > 5 m. Strands must always be pulled-in prior to casting. Carefully in straight line

4) Strand values may slightly vary depending on local availability of ducts. They are minimal for most applications. For special cases (long tendons, many crossings, small radiuses) greater strand diam. is recommended – please enquire with ISL. In any case the filling ratio between tendon / duct must not exceed 0.5 (ISL 933)

5) Phase duct with the narrow ISL offset for the complete anchorage (ISL)

2.4 Sistem Ganda (*Dual System*)

Sistem Ganda atau *Dual System* adalah salah satu sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh *Space Frame* (Rangka), sedangkan beban lateralnya dipikul bersama oleh *Space Frame* dan *Shear Wall* (Dinding Geser/Dinding Struktur).

Shear wall adalah sebuah struktur diafragma vertikal yang bersifat kaku untuk mentransfer gaya lateral yang didapat dari seluruh struktur untuk disalurkan ke pondasi sesuai arah gayanya. Ketika *shearwall* didisain dengan benar maka *shearwall* akan memiliki kekakuan dan kekuatan yang cukup untuk menahan dan menyalurkan gaya horisontal akibat gempa. *Shearwall* bersifat sangat dibutuhkan untuk bangunan tinggi (Resmi dan Yamini, 2016).

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.2.5.1 menyebutkan bahwa, untuk Sistem Ganda, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding struktur atau rangka bresing dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya. Karena *Shear Wall* dan *Space Frame* dalam *Dual System* merupakan satu kesatuan struktur maka diharapkan keduanya dapat mengalami defleksi lateral yang sama atau setidaknya *Space Frame* mampu mengikuti defleksi lateral yang terjadi. *Shear Wall* sendiri artinya adalah Dinding struktur yang terbuat dari beton bertulang dimana tulangan-tulangan tersebut yang akan menerima gaya lateral akibat gempa sebesar beban yang telah direncanakan. Penggunaan sistem struktur *Dual System* sendiri sangat cocok dalam pembangunan struktur gedung di wilayah gempa kuat (Tavio dan Kusuma, 2009).

Selain menerapkan konsep sistem ganda, pada tugas akhir ini juga akan diterapkan konsep disain kapasitas. Yakni mengatur bagian yang satu lebih kuat dari bagian yang lain, sehingga bentuk keruntuhan dapat ditentukan terlebih dahulu. Jika mengacu pada SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2.2, hal ini dilakukan dengan membuat kolom lebih kuat daripada balok atau dikenal dengan istilah *Strong Column Weak Beam*.

2.5 Pondasi

Pondasi merupakan komponen struktur bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah yang diterima dari kolom. Struktur pondasi sangat penting mengingat sebagai struktur terbawah dalam menahan beban struktur di atasnya. Terdapat dua macam pondasi yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Dikatakan pondasi dangkal apabila perbandingan antara kedalaman pondasi (D) dengan diameternya (B) kurang dari 4 atau lima ($\frac{D}{B} < 4$ atau 5) atau 5. Sedangkan pondasi dalam memiliki perbandingan kedalaman pondasi dengan diameternya lebih besar sama dengan 10 ($\frac{D}{B} \geq 10$) (Wahyudi, 1999).

Hal-hal yang perlu diperhitungkan dalam perencanaan pondasi diantaranya adalah jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah. Hal tersebut sangat berkaitan dengan daya dukung tanah dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Pada perencanaan pondasi gedung Hotel Quest Surabaya menggunakan pondasi tiang pancang yang termasuk jenis pondasi dalam.

2.5.1 Daya dukung pondasi

Perhitungan daya dukung pondasi berdasarkan hasil *Standart Penetration Test* (SPT).

Persamaan Luciano Decourt :

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Dimana :

Q_L = daya dukung tanah maximum pada pondasi

Q_p = *resistance ultimit* di dasar pondasi

Q_s = *resistance ultimit* akibat lekatan lateral

$$Q_p = q_p \times A_p \times \alpha = (N_p \times K) \times A_p \times \alpha$$

$$Q_s = q_s \times A_s \times \beta = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s \times \beta$$

Dimana :

N_p = harga rata-rata SPT disekitar 4B diatas hingga 4B dibawah dasar tiang pondasi

$$= \sum_{i=1}^n \frac{N_i}{n}$$

B = diameter dasar pondasi

K = koefisien karakteristik tanah :

$$12 \text{ t/m}^2 = 117.7 \text{ kPa} \quad (\text{lempung})$$

$$20 \text{ t/m}^2 = 196 \text{ kPa} \quad (\text{lanau berlempung})$$

$$25 \text{ t/m}^2 = 245 \text{ kPa} \quad (\text{lanau berpasir})$$

$$40 \text{ t/m}^2 = 392 \text{ kPa} \quad (\text{pasir})$$

A_P = luas penampang dasar tiang

q_P = tegangan diujung tiang

N_S = harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan $3 \leq N_S \leq 50$

A_S = luas selimut tiang

q_S = tegangan akibat lekatan lateral t/m^2

α dan β = koefisien berdasarkan tipe pondasi dan jenis tanah

2.5.2 Daya dukung group tiang pancang

Di saat sebuah tiang merupakan bagian dalam grup tiang pancang, daya dukungnya mengalami modifikasi, karena pengaruh dari grup tiang tersebut. Untuk kasus daya dukung pondasi, kita harus memperhitungkan sebuah faktor koreksi, yang menjadi efisiensi dari grup tiang pancang tersebut (Wahyudi, 1999).

$$QL(\text{grup}) = QL(1 \text{ tiang}) \times n \times Ce$$

Dimana :

Q_L = daya dukung tiang pancang

n = jumlah tiang dalam grup

C_e = efisiensi grup tiang pancang

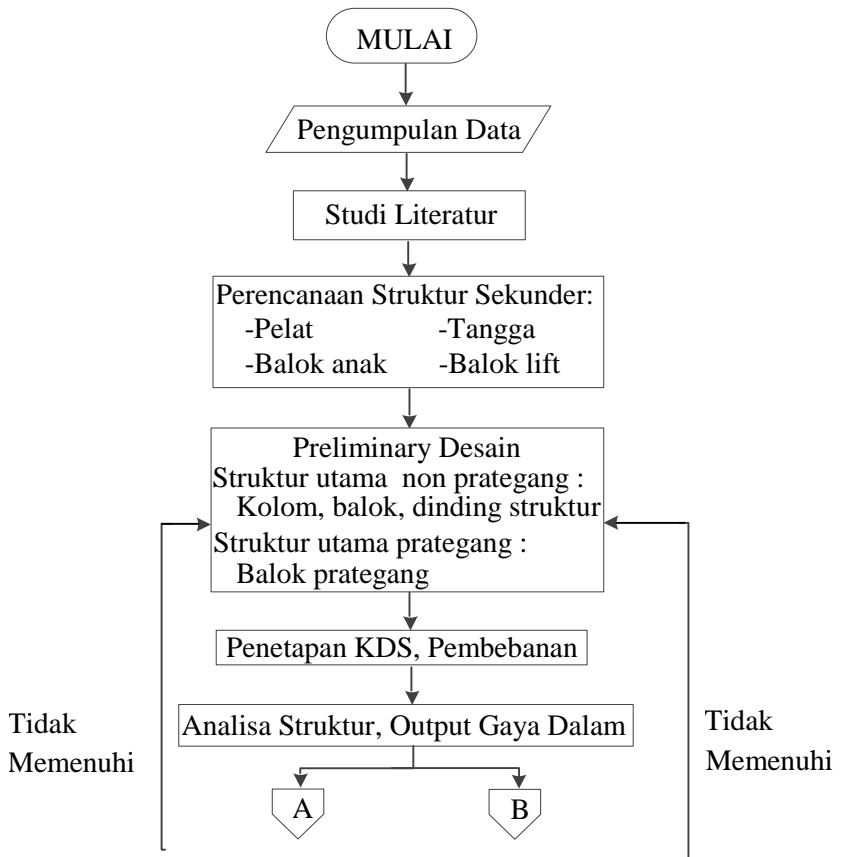
BAB III

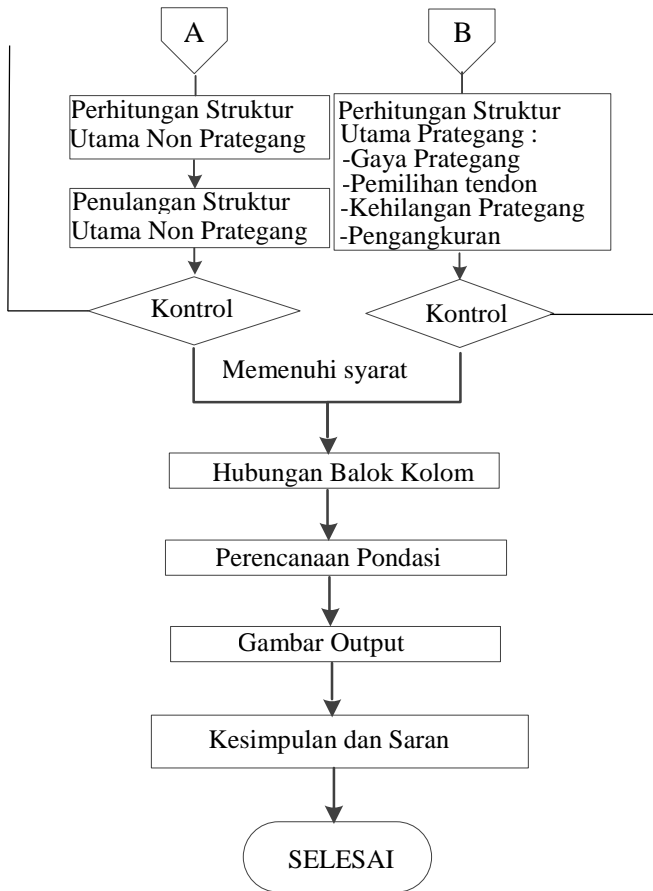
METODOLOGI

BAB III METODOLOGI

3.1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

Langkah-langkah yang dilakukan untuk mengerjakan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :





Gambar 3.1 Diagram Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

3.2 Pengumpulan Data

Data-data yang diperlukan dalam perencanaan gedung adalah sebagai berikut :

1. Gambar Struktur
2. Data tanah
3. Data-data umum dari gedung adalah :

- a. Nama Gedung : Hotel Quest Surabaya
 - b. Fungsi : Hotel
 - c. Jumlah lantai : 13 lantai (termasuk lantai dasar, lantai atap)
 - d. Struktur utama : Struktur beton bertulang pada seluruh lantai, atap menggunakan plat beton
 - e. Panjang Bangunan : 29,825 m.
 - f. Lebar Bangunan : 21 m.
 - g. Tinggi Bangunan : 40,8 m (Lantai dasar-roof top)
 - Lantai Roof top : 2,8 m.
 - Lantai 2-13 : 3 m.
 - Lantai 1 : 4 m.
 - Lantai Dasar : 4 m.
 - h. Struktur Bangunan : Beton bertulang.
 - i. Struktur Pondasi : Pondasi dalam.
4. Data-data bangunan yang akan dimodifikasi dalam pengerjaan Tugas Akhir ini adalah :
- a. Jumlah lantai : 15 lantai (termasuk lantai dasar dan lantai roof top)
 - b. Struktur utama : Struktur beton bertulang sistem ganda pada keseluruhan lantai
 - c. Atap menggunakan : Plat Beton
 - d. Panjang Bangunan : 31,5 m.
 - e. Lebar Bangunan : 21 m.
 - f. Tinggi Bangunan : 45,8 m (lantai dasar-roof top)
 - Lantai Roof top : 2,8 m.
 - Lantai 1-13 : 3 m.
 - Lantai Dasar : 4 m.
 - g. f_c' beton : 30 Mpa
 - h. f_{yt} tulangan utama : 420 Mpa
 - i. f_{yt} tulangan geser : 420 Mpa
 - j. Pada lantai 12 dan 13 dimodifikasi menjadi ruang seminar yang luas tanpa kolom di tengah sehingga dipakai balok beton prategang monolit pasca tarik pada lantai 13 dan atap

3.3 Studi Literatur

Studi literatur yang dilakukan dengan menggunakan beberapa buku pustaka atau peraturan mengenai perancangan beton prategang dan struktur gedung secara umum yang akan sangat membantu dalam pengerjaan Tugas Akhir ini. Peraturan yang dipakai diantaranya :

1. SNI 2847:2013 Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung.
3. SNI 1727:2013 Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung Dan Struktur Lain.
4. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung -1983.
5. Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 N.I – 2.
6. ACI 318-99 (American Concrete Institute) khusus untuk pendetailan beton prategang.

3.4 Sistem Struktur

Sistem struktur yang digunakan harus memperhatikan faktor daya tahan terhadap gempa sesuai dengan SNI 1726:2012. Pembagian sistem struktur menurut sifat-sifat tanah pada situs dibagi sebagai berikut:

1. Situs SA dan SB (Resiko Gempa Rendah). Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) dan dinding struktur dengan beton biasa.
2. Situs SC dan SD (Resiko Gempa Sedang). Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Dinding Struktur Biasa (SDSB) dengan beton tanpa detailing khusus.
3. Situs SE dan SF (Resiko Gempa Tinggi). Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK) dengan beton khusus.

Berdasarkan letak Gedung Hotel Quest Surabaya yang terletak ditanah sedang (SD) dan di **kategori disain seismik D**, maka

modifikasi perencanaannya akan menggunakan Sistem Ganda dimana sistem strukturnya berupa Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Struktur Beton Khusus (DSBK).

Struktur gedung dalam perancangan struktur rangka utama yang terjadi harus memenuhi syarat *Strong Coloumn-Weak Beam* atau konsep kolom kuat balok lemah, dimana kolom tidak boleh runtuh terlebih dahulu sebelum balok. Konsep ini harus dipenuhi dalam mendesain struktur sistem ganda pada daerah gempa tinggi yang artinya ketika struktur menerima pengaruh gempa hanya boleh terjadi sendi plastis diujung-ujung balok, ujung kolom pada sisi atas dan bawah saja sesuai SNI 2847:2013.

3.5 Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder dipisah dari struktur utama karena struktur sekunder hanya meneruskan beban yang ada ke struktur utama. Perencanaan struktur sekunder antara lain meliputi :

1. Perencanaan Pelat.

Penentuan tebal pelat minimum sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2

- Untuk pelat tanpa balok interior yang membentang diantara dua tumpuan dan memiliki $\alpha_{fm} \leq 0,2$, harus memenuhi ketentuan tabel 9.5(c) dan tidak kurang dari :

125 mm untuk tebal pelat tanpa panel drop

100 mm untuk tebal pelat dengan panel drop

Syarat ketebalan pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3 :

- Untuk $0,2 \leq \alpha_{fm} \leq 2$ ketebalan pelat minimum harus memenuhi:

$$h = \frac{\ell n \left(0,8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0,2)}$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm

- Untuk $\alpha_{fm} \geq 2$ ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari:

$$h = \frac{\ell n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

Keterangan :

ℓn = panjang bentang bersih arah memanjang pelat (m)

β = rasio panjang bentang arah memanjang dengan arah memendek pelat

α_{fm} = nilai rata-rata dari α untuk semua balok pada tepi dari suatu pelat

α_f = rasio dari kekuatan lentur penampang balok dengan kekakuan pelat

f_y = kuat leleh baja non-prategang (Mpa)

2. Perencanaan Tangga.

Perencanaan desain awal tangga mencari lebar dan tinggi injakan.

$$60 \text{ cm} \leq 2t + i \leq 65 \text{ cm}$$

Dimana : t = tinggi injakan

I = lebar injakan

α = sudut kemiringan tangga ($25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$)

Untuk penulangan tangga, perhitungan penulangan bordes dan pelat dasar tangga dilakukan sama dengan perencanaan tulangan pelat dengan anggapan tumpuan sederhana (sendi dan rol).

3. Perencanaan Balok Lift dan Balok Anak.

Perencanaan mengikuti perencanaan balok utama / induk

3.6 Pembebanan

Jenis beban yang diperhitungkan dalam perancangan ini adalah sebagai berikut :

1. Beban Mati (SNI 1727:2013) pasal 3.
2. Beban Hidup (SNI 1727:2013) pasal 4.
3. Beban Gempa

Beban gempa yang digunakan sesuai SNI 1726:2012.

Beban-beban yang dibebankan kepada struktur tersebut dibebankan kepada komponen struktur menggunakan kombinasi beban berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.2.1

$$U = 1,4D$$

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$$

$$U = 1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W)$$

$$U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$$

$$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L$$

$$U = 0,9D + 1,0W$$

$$U = 0,9D + 1,0E$$

kecuali sebagai berikut:

- a Faktor beban pada beban hidup L dalam Pers. (3) sampai (5) diizinkan direduksi sampai 0,5 kecuali untuk garasi, luasan yang ditempati sebagai tempat perkumpulan publik, dan semua luasan dimana L lebih besar dari 4,8 kN/m².
- b Bila W didasarkan pada beban angin tingkat layan, 1,6W harus digunakan sebagai pengganti dari 1,0W dalam Pers. (4) dan (6), dan 0,8W harus digunakan sebagai pengganti dari 0,5W dalam Pers. (3).
- c Dihilangkan karena tidak relevan

Dimana :

Lr = beban hidup atap

D = beban mati

L = beban hidup

E	= beban gempa
R	= beban hujan
W	= beban angin

3.7 Analisa Gempa

1. Penentuan kategori resiko bangunan
Sesuai tabel 1 SNI 1726:2012
2. Penentuan faktor keutamaan bangunan
Sesuai tabel 2 SNI 1726:2012
3. Penentuan klasifikasi situs
Sesuai pasal 5.3 SNI 1726:2012
4. Perhitungan koefisien respon gempa

Untuk penentuan respon spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (M_{CER}) sesuai SNI 1726:2012 pasal 6.2 dan menurut tabel 4 dan tabel 5, sehingga diperoleh data S_s , S_1 , F_a , F_v

$$S_{MS} = F_a \times S_s$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1$$

Dimana :

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa *MCER* terpetakan untuk perioda pendek,

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa *MCER* terpetakan untuk perioda 1,0 detik,

F_a , F_v = koefisien situs.

5. Perhitungan percepatan spektral desain sesuai SNI 1726:2012 pasal 6.3

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

Dimana :

S_{MS} = Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek,

S_{M1} = Parameter percepatan spektral desain untuk perioda 1

detik.

6. Penentuan kategori disain seismik
Penentuan kategori disain seismik (KDS) mengikuti pasal 6.5 SNI 1726:2012
7. Perhitungan spectrum respons desain harus dikembangkan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 6.4
8. Periode waktu getar alami fundamental (T) ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.2

$$T = T_a \times C_u$$

$$T_a = \frac{0,0062 h_n}{\sqrt{C_w}}$$

Dimana :

C_u = lihat tabel 14 SNI 1726:2012

T_a = Periode fundamental pendekatan

9. Koefisien respon seismik (C_s) ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan gempa

10. Distribusi vertikal gaya gempa SNI 1726:2012 pasal 7.8.3:

$$\text{Faktor distribusi vertikal, } C_{vx} = \frac{W \times h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Untuk $T \leq 0,5$ s ; maka nilai $k = 1$

$T \geq 2,5$ s ; maka nilai $k = 2$

$0,5 \leq T \leq 2,5$ s

Keterangan:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar

struktur, dinyatakan dalam kilonewton (kN)

W_i dan W_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i dan h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x , dinyatakan dalam meter (m)

11. Gaya gempa lateral, SNI 1726:2012 pasal 7.8.3

$$F_x = C_{vx} \times V$$

12. Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*) , SNI 1726:2012 pasal 7.8.1

Gaya geser dasar : $V = C_s \times W$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan pasal 7.8.1.1 SNI 1726:2012

W = berat seismik efektif menurut pasal 7.7.2. SNI 1726:2012

13. Kontrol simpangan antar lantai (*Drift*) ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.6 melalui persamaan :

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{xe}}{I}$$

Dimana :

δ_x = defleksi pada lantai ke $-x$

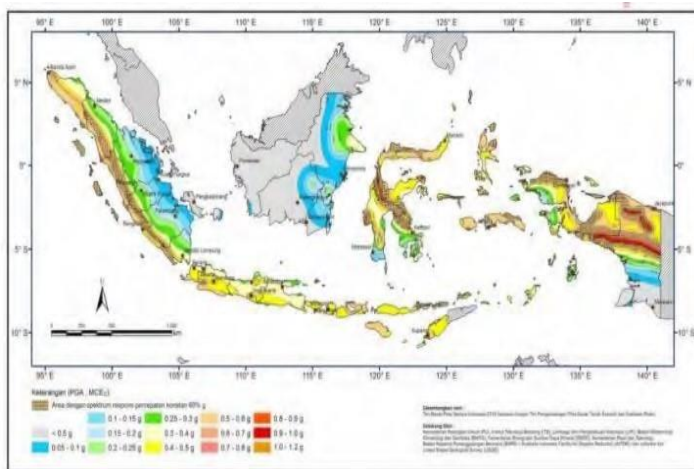
C_d = faktor pembesaran defleksi

I = faktor keutamaan gedung

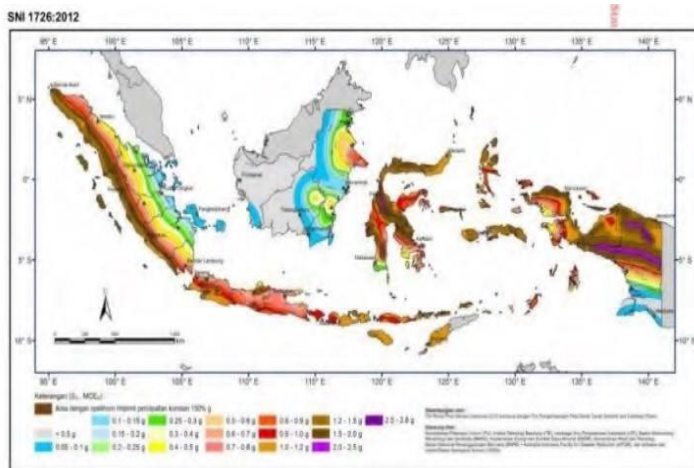
Untuk struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus sesuai tabel 16 SNI 1726:2012, drift dibatasi sebesar :

$$\Delta = 0,02h_{sx}$$

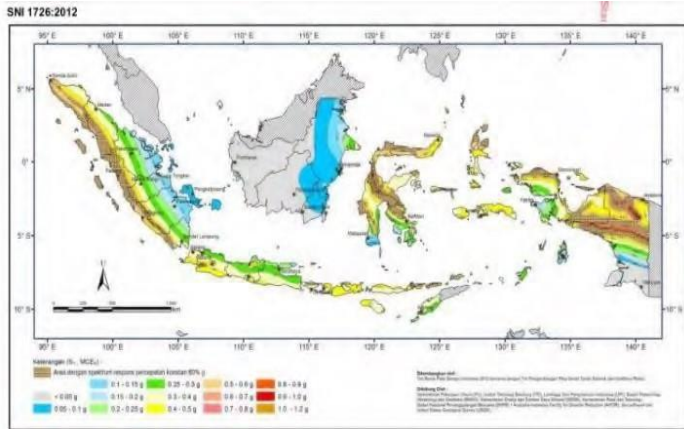
14. Penentuan peta gerak tanah seismik dan koefisien resiko yang diperlukan untuk menerapkan ketentuan-ketentuan



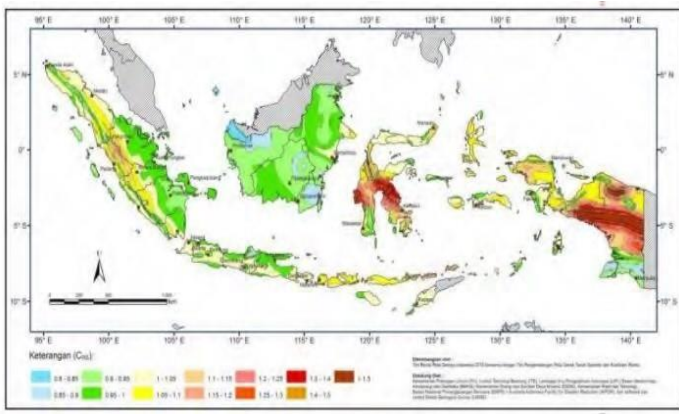
Gambar 3.2 Ss, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER,Kelas Situs B)
(Sumber : SNI 1726:2012)



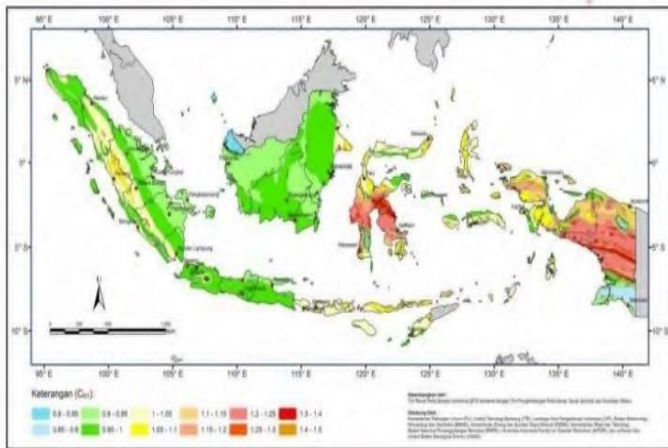
Gambar 3.3 S1, Gempa Maksimum Yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (McER,Kelas Situs B)
(sumber : SNI 1726:2012)



Gambar 3.4 PGA, Gempa Maksimum Yang Dipertimbangkan Rata-Rata Geometrik (Mceg), Kelas Situs B
(Sumber : SNI 1726:2012)



Gambar 3.5 CRS, Koefisien Risiko Terpetakan,
Periode Respon Spektral 0,2 Detik
(Sumber : SNI 1726:2012)



Gambar 3.6 CR1, Koefisien Risiko Terpetakan,
Periode Respon Spektral 1 Detik.
(sumber : SNI 1726:2012)

3.8 Analisis Struktur

Analisa struktur utama menggunakan *software* SAP 2000 version 14 untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada rangka utama.

3.9 Perencanaan Struktur Utama Non Prategang

3.9.1 Preliminary desain

Preliminary desain ini dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal dari struktur sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2013, meliputi :

1. Preliminary desain balok.

SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.1 mengatur tentang ketebalan minimum balok jika lendutan tidak dihitung, yang diberikan pada tabel 9.5(a)

$$\text{Untuk balok induk : } h_{\min} = \frac{1}{16} \times \ell$$

$$b_w = 2/3 \cdot h_{\min}$$

Untuk balok anak : $h_{\min} = \frac{1}{21} \times \ell$
 $b_w = 2/3 \cdot h_{\min}$

Untuk f_y selain 420 Mpa, nilainya harus dikalikan dengan :
 $(0,4 + f_y/700)$

SNI 2847:2013 pasal 21.5.1.3 mengatur tentang lebar balok (b_w) tidak boleh kurang dari nilai terkecil dari $0,3 h_{\min}$ dan 250 mm.

2. Preliminary desain kolom.

Perencanaan kolom menggunakan peraturan SNI 2847:2013 pasal 7.8 dan 8.10. Untuk komponen struktur dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat, maka $\phi = 0,7$, tapi ϕ tersebut hanya memperhitungkan akibat gaya aksial saja. Jadi, agar kolom juga mampu memikul gaya momen diambil $\phi = 0,35$

$$A = \frac{W}{\phi \cdot f'_c}$$

Dimana:

W = Beban aksial yang diterimakolom

f'_c = Kuat tekan beton karakteristik

A = Luas penampang kolom

3. Preliminary desain dinding struktur.

SNI 2847:2013 mengenai dinding sebagai beton polos struktur pada pasal 22.6.6.2 menyebutkan bahwa tebal dinding selain dinding basemen luar dan dinding pondasi, tebal dinding penumpu tidak boleh kurang dari $1/24$ tinggi atau panjang tak tertumpu, yang mana yang lebih pendek atau tidak boleh kurang dari 140 mm

Tebal rencana dinding $\geq \frac{H}{24}$; H : Tinggi total dinding

Tebal rencana dinding $\geq \frac{L}{24}$; L : Panjang bentang dinding

Tebal rencana dinding ≥ 140 mm

3.9.2 Penulangan

Setelah memperoleh analisa gaya dalam menggunakan program SAP dilakukan kontrol desain. Pada bagian ini akan dibahas kontrol desain pada beton bertulang biasa serta dilakukan penulangan struktur utama sesuai dengan aturan yang ada di SNI 2847:2013 sebagai berikut :

1. Balok Induk

- Penulangan lentur :

$$A_{spakai} = n_{tulangan} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2$$

$\frac{c}{dt}$ dan ϵ_t untuk menentukan nilai ϕ sesuai pasal 9.3.2 SNI 2847:2013

Cek momen nominal tulangan terpasang,

$$M_n = (A_s \times f_y - A'_s \times f_s') \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + (A'_s \times f_s') \times (d - d')$$

Cek kuat momen disain sesuai pasal 14.8.3 SNI 2847:2013

$$\phi M_n \geq M_u$$

- Penulangan Geser :

Perumusan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.4

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u \times l_n}{2}$$

$$M_{pr1,2} = A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Kontrol kuat geser nominal berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.4.7.9

$$V_{smax} > V_s$$

$$V_{smax} = \frac{2}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f'_c}$$

Pemasangan sengkang berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.9.9.1

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d'}{s}$$

- Penulangan Torsi :

$$T_u = \frac{\phi \times \sqrt{f'c}}{12} \times \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \times \lambda$$

Desain penampang berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6

$$\phi T_n > T_u$$

- Panjang penyaluran :

Panjang penyaluran tulangan tarik sesuai SNI 2847:2013 pasal 12.2.2

$$l_d = d_b \times \frac{f_y \psi_t \psi_e}{1,1 \lambda \sqrt{f'c}}$$

Panjang penyaluran tulangan tekan sesuai SNI 2847:2013 pasal 12.3.2 diambil yang terbesar antara :

$$l_{dc} = d_b \times \frac{0,24 \times f_y}{\lambda \times \sqrt{f'c}}$$

$$l_{dc} = 0,043 \times d_b \times f_y$$

$$l_{dc} > 200 \text{ mm}$$

2. Kolom

- Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.1 gaya tekan aksial terfaktor P_u :

$$P_u \geq A_g \times \frac{f'_c}{10}$$

dimana dimensi kolom terpendek lebih besar dari 300 mm dan rasio dimensi b/h lebih besar dari 0,4

- Penulangan memanjang kolom direncanakan dan dikontrol sesuai SNI 2847:2013 pasal 10.3.6.2

$$\phi P_n \max = 0,80 \times \phi \times (0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + (f_y \times A_{st}))$$

$$\phi P_n \max \geq \phi P_n$$

- Persyaratan terhadap gaya geser dimana nilai gaya geser sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.2.2 diambil yang terbesar dari

$$V_e = \frac{(2 \times M_{pr})}{h} \quad \text{dan} \quad V_u = \frac{M_{pr} + M_{pr}}{l_n}$$

- Pengekangan Kolom

l_o dikekang degan spasi tulangan transversal sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.1 dan pasal 21.6.4.4

$$A_{sh} = 0,3 \times \frac{s \times h_c \times f'_{rc}}{f_{yt}} \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s}$$

$$\phi(V_s + V_c) > V_u$$

- Panjang sambungan lewatan sesuai SNI 2847:2013 pasal 12.2.3

$$l_d = \left(\frac{f_y \times \psi_t \times \psi_e \times \psi_s}{1,1 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \times d_b$$

3. Hubungan Balok Kolom

- Tulangan transversal joint harus memenuhi SNI 2847:2013 pasal 21.6.4
- Pada hubungan kuat kolom yang terkekang pada keempat sisinya berlaku kuat geser nominal harus memenuhi SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1

$$\phi V_n = 0,75 \times 1,7 \times A_j \times \sqrt{f'_c}$$

4. Dinding Struktur

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9 tentang dinding struktur khusus dan balok kopel :

- Rasio tulangan badan terdistribusi, ρ_l dan $\rho_t \geq 0,0025$.
Spasi tulangan untuk masing-masing arah tidak boleh melebihi 450 mm, $S \leq 450$ mm
- Digunakan dua lapis tulangan apabila nilai $V_u \geq 0,17 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$
- Batas kuat dinding struktur $V_u \leq 0,66 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ (SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.4)

- Penulangan geser horizontal dan vertikal dinding struktur berdasarkan V_n kekuatan geser dinding struktur tidak boleh melebihi :

$$V_n = A_{cv} \times [(\alpha_c \times \lambda \times \sqrt{f'_c}) + (\rho_t \times f_y)]$$

3.10 Metode Pelaksanaan Struktur Prategang

Metode sistem balok beton prategang pada Tugas Akhir ini adalah menggunakan sistem pasca tarik yaitu metode prategang dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Balok beton prategang dibuat secara *case in place* atau pengecoran ditempat. Metode pelaksanaan dari sistem pasca tarik yaitu :

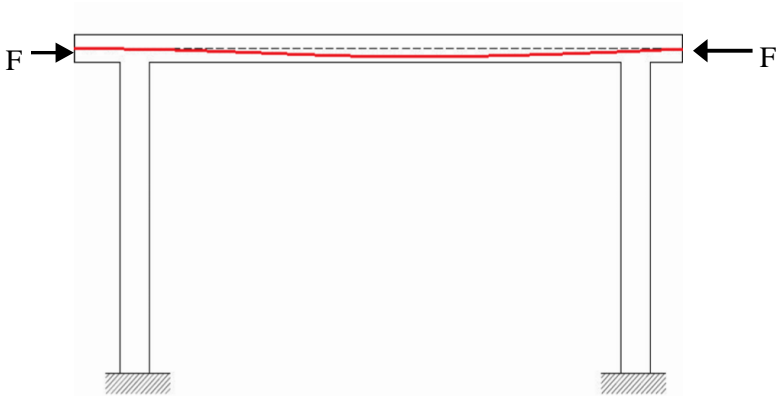
1. Kolom merupakan struktur vertikal yang merupakan struktur utama dari sebuah gedung. Sebelum pekerjaan balok prategang dan balok induk dilakukan, maka kolom harus terlebih dahulu dikerjakan.



Gambar 3.7 Pekerjaan Kolom

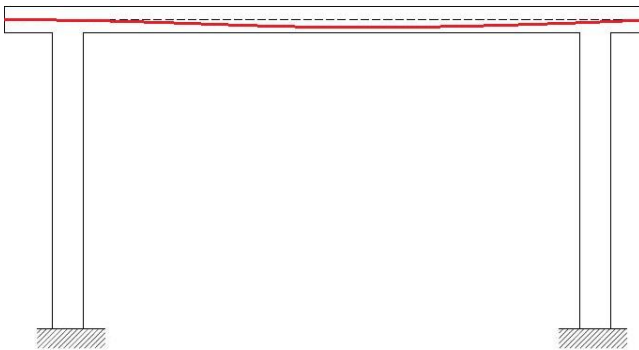
2. Pekerjaan balok prategang dilakukan setelah pekerjaan kolom. Pekerjaan balok prategang dilakukan dengan metode cor ditempat. Setelah balok prategang dicor, kemudian pengangkuran tendon dilakukan setelah balok tersebut

menggeras (post-tension). Tendon ditarik sebesar F sesuai dengan hasil perencanaan. Sehingga terlihat seperti gambar 3.8.



Gambar 3.8 Pengecoran Balok Prategang

3. Pekerjaan Kolom dan balok induk selanjutnya dilakukan, setelah balok prategang selesai dilakukan pengukuran. Sehingga terlihat seperti gambar seperti gambar 3.9.



Gambar 3.9 Pengecoran Kolom dan Balok Induk

3.11 Perencanaan Struktur Utama Prategang

Analisa struktur utama prategang menggunakan langkah-langkah perencanaan sebagai berikut yang didasarkan sesuai SNI 2847:2013 pasal 18.

3.11.1 Preliminary desain balok prategang

Tinggi balok prategang $h_{\min} = \frac{L}{20}$

Lebar balok prategang $b = \frac{2h}{3}$

3.11.2 Tahap pembebanan beton prategang

Perhitungan pembebanan dilakukan tiga tahap pembebanan yaitu (Lin dan Burns, 2000) :

1. Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya prategang tetapi tidak dibebani oleh beban eksternal. Tahap ini terdiri dari :

- a. Sebelum diberi gaya prategang
- b. Pada saat diberi gaya prategang
- c. Pada saat peralihan gaya prategang
- d. *Desentering* dan penarikan kembali

2. Tahap Antara (Intermediate)

Ini adalah tahapan selama pengangkutan dan penempatan

3. Tahap Akhir

Ini adalah tahapan bila beban kerja yang sesungguhnya bekerja pada struktur

3.11.3 Gaya prategang

Penentuan gaya prategang awal diperoleh dari tegangan ijin beton sesuai SNI 2847:2013 pasal 18.3.3 dan 18.4. Kemudian gaya prategang tersebut dikontrol kembali terhadap tegangan ijin beton sehingga diperoleh hasil yang memenuhi sesuai tegangan ijin yang terjadi baik saat setelah gaya peralihan dan saat kondisi beban layan :

- Kontrol gaya prategang (tanda + dan – bisa dibalik tergantung lokasi yang ditinjau)

$$\sigma_{\text{top}} \leq \frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_t} + \frac{M_{\text{total}}}{W_t}$$

$$\sigma_{\text{bottom}} \geq \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_b} - \frac{M_{\text{total}}}{W_b}$$

3.11.4 Pemilihan tendon baja prategang

Pemilihan tendon baja prategang sangat dipengaruhi oleh gaya prategang yang ada. Setelah memilih tendon baja prategang, maka langkah selanjutnya adalah menentukan tata letak kabel. Tata letak kabel sangat ditentukan oleh jenis kabel yang digunakan, agar tidak melebihi batas yang telah ditetapkan sesuai peraturan. Proses pemilihan tendon adalah sebagai berikut :

$$fp_{\text{max}} = 0,7 \times fp_u$$

$$\text{luas tendon diperlukan, } A_{\text{perlu}} = \frac{F_o}{fp_{\text{max}}}$$

3.11.5 Kehilangan prategang

Kehilangan prategang adalah berkurangnya gaya prategang pada saat tertentu sesuai SNI 2847:2013 pasal 18.6. Serta Ada 2 macam kategori kehilangan prategang (Nawy, 2001) :

- Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada komponen balok prategang. Kehilangan secara langsung terdiri dari :

- a. Akibat pengangkur (jarak efek pengangkur),

$$x = \sqrt{\frac{ES \times g}{f_{\text{pakai}} \times \left(\frac{\mu \times \alpha}{L} + K \right)}} < \frac{L}{2}$$

- b. Akibat perpendekan elastis, $ES = K_{es} \times E_s \times \frac{f_{cir}}{E_{ci}}$

- c. Akibat gesekan, $F_p = F_i \times e^{-(\mu \alpha + KL)}$

- Kehilangan tergantung waktu atau tidak langsung terdiri dari:

a. Akibat rangkai, $CR = K_{cr} \times \frac{E_s}{E_c} \times (f_{cir} - f_{cds})$

b. Akibat susut,

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \times K_{sh} \times E_s \times (1 - 0.06 \frac{V}{S}) \times (100 - RH)$$

c. Akibat relaksasi baja,

$$RE = C \times \{ K_{re} - J (SH + CR + ES) \}$$

d. Akibat kekangan kolom,

$$\Delta P = (M_B - M_A) / h$$

3.11.6 Kontrol kuat batas beton prategang

Perhitungan kuat ultimate dari balok prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non prategang dan prategang harus cukup untuk menghasilkan beban berfaktor paling sedikit 1,2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $0,62\lambda\sqrt{f'_c}$ (SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.3) sehingga didapat $\phi M_n \geq 1,2M_{cr}$ dengan nilai $\phi = 0,9$ (SNI 2847:2013 pasal 9.3). kekuatan batas balok prategang yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai berikut :

$$1,2M_{cr} \leq M_u \leq \phi M_n$$

Dimana :

M_{cr} = momen retak yang terjadi pada balok prategang

$$M_{cr} = \left(\frac{F}{A} \times W_b \right) + (F \times e) - (f_r \times W_b)$$

M_n = Kapasitas penampang

$M_n = T (d-a/2)$

M_u = momen ultimate balok prategang

3.11.7 Kontrol geser

Kontrol geser serta perhitungan tulangan geser didasari pada SNI 2847:2013 pasal 11.3 dimana dapat digunakan dua perumusan, dimana perumusan yang digunakan ialah secara umum dan rinci.

Perhitungan geser dilakukan agar struktur mampu memikul gaya geser yang diterima.

$$\phi V_c \geq V_u$$

V_c diambil nilai terkecil dari :

$$V_{ci} = 0,05\lambda\sqrt{f'}cb_wd_p + V_d + \frac{V_iM_{cre}}{M_{max}}$$

$$V_{cw} = (0,29\lambda\sqrt{f'}c + 0,3f_{pc})b_wd_p + V_p$$

3.11.8 Kontrol lendutan

Kontrol lendutan diperlukan karena lendutan merupakan tanda akan terjadinya Kegagalan struktur, sehingga kita perlu untuk menghitung lendutan struktur agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lendutan berdasarkan Desain Struktur Beton Prategang oleh (Lin dan Burns, 2000) terdiri dari :

a. lendutan akibat tekanan tendon,

$$\Delta l_{po} = \frac{1}{8} \times \frac{F_o \times e \times l^2}{E_c \times I}$$

b. lendutan akibat momen yang bekerja pada portal

$$\Delta l_{qo} = \frac{5}{384} \times \frac{Wg \times l^4}{E_c \times I}$$

3.11.9 Pengangkuran

Balok prategang pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.1

3.12 Perencanaan Pondasi

Setelah menghitung beban struktur atas secara keseluruhan, kemudian beban tersebut diteruskan ke struktur bawah (pondasi). Langkah-langkah yang dikerjakan dalam perencanaan struktur tersebut adalah :

1. Menghitung beban total dari struktur atas
2. Mencari daya dukung tanah

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

$$Q_P = q_p \times A_p \times \alpha = (N_p \times K) A_p \times \alpha$$

$$Q_S = q_s \times A_s \times \beta = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) A_s \times \beta$$

3. Menentukan jenis pondasi yang akan digunakan (dalam Tugas Akhir ini digunakan pondasi grup tiang pancang)
4. Menentukan efisiensi dari pondasi grup tiang pancang serta jumlah tiang pondasi

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

$$\eta = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{d}{s}\right)}{90} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

Dimana :

m = Jumlah baris tiang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang dalam grup

d = Diameter sebuah tiang pondasi

s = Jarak as ke as tiang dalam grup

5. Merencanakan *pile cap*

3.13 Output Gambar

Hasil analisa baik dari struktur sekunder, struktur utama non prategang, struktur utama prategang, dan pondasi dituangkan dalam gambar teknik yang mampu menjelaskan secara nyata hasil perhitungan dengan menggunakan software bantu sipil AutoCAD sesuai standar yang ada.

BAB IV

PEMBAHASAN

BAB IV PEMBAHASAN

4.1 Preliminary Desain

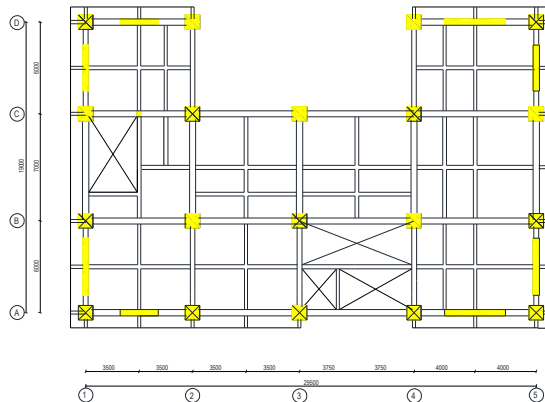
Preliminary desain merupakan tahapan dalam menentukan ukuran dimensi awal dari bagian-bagian struktur bangunan sesuai dengan persyaratan yang ditetapkan pada SNI 2847:2013.

4.1.1 Data perencanaan

Data perencanaan gedung Hotel Quest Surabaya yang akan direncanakan adalah :

Nama gedung	: Hotel Quest Surabaya
Tipe bangunan	: Hotel
Lokasi bangunan	: Kota Surabaya
Jumlah lantai	: 14 lantai
Tinggi bangunan	: 43 m
Struktur bangunan	: Beton bertulang
Sistem struktur	: Sistem Ganda
Mutu beton (f'_c)	: 30 MPa
Mutu tulangan (f_y)	: 420 MPa

Denah rencana balok kolom dan dinding struktur :



Gambar 4.1 Denah Rencana Balok, Kolom, Dinding Struktur

4.1.2 Perencanaan dimensi balok

Penentuan dimensi tinggi balok minimum (h_{\min}) dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.2 tabel 9.5(a) :

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times l \text{ (untuk balok induk)}$$

$$h_{\min} = \frac{1}{21} \times l \text{ (untuk balok anak)}$$

Untuk f_y selain 420 Mpa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4+f_y/700)$

Lebar balok minimum (b_{\min}) diambil sebesar :

$$b_{\min} = \frac{2}{3} h_{\min}$$

Dimana :

b_{\min} = lebar balok

h_{\min} = tinggi balok

l = panjang bentang balok

Dimensi balok induk

Perencanaan dimensi balok induk pada Hotel Quest Surabaya ditabelkan dalam tabel 4.1

Tabel 4.1 Dimensi Balok Induk

Kode Balok Induk	Panjang Bentang (l) (mm)	h_{\min} (mm)	b_{\min} (mm)	h pakai (mm)	b pakai (mm)	Dimensi (mm)
B1	8000	500	333,333	600	400	600/400
	7500	468,75	312,5	600	400	600/400
	7000	437,5	291,667	600	400	600/400
B2	6000	375	250	500	300	500/300
	2000	125	83,333	500	300	500/300

Dimensi balok anak

Perencanaan dimensi balok anak pada Hotel Quest Surabaya ditabelkan dalam tabel 4.2

Tabel 4.2 Dimensi Balok Anak

Kode Balok Anak	Panjang Bentang (<i>l</i>) (mm)	<i>h</i> min (mm)	<i>b</i> min (mm)	<i>h</i> pakai (mm)	<i>b</i> pakai (mm)	Dimensi (mm)
BA1	6000	285,71	190,48	300	200	200/300
	3500	166,67	111,11	300	200	200/300
	3000	142,86	95,24	300	200	200/300
BA2	8000	380,45	253,97	400	250	250/400
	7500	357,14	238,09	400	250	250/400
	7000	333,33	222,22	400	250	250/400

4.1.3 Perencanaan dimensi pelat

4.1.3.1 Dasar perencanaan tebal pelat

Penentuan tebal pelat minimum berdasarkan SNI 2847: 2013 Pasal 9.5.3.2 tabel 9.5(c) dan Pasal 9.5.3.3

Untuk pelat minimum dengan balok yang membentang di antara tumpuan pada semua sisinya, tebal minimumnya, *h*, harus memenuhi ketentuan sebagai berikut:

- Untuk $\alpha_m \leq 0,2$, harus menggunakan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3.2 dan tidak boleh kurang dari nilai berikut :
 - Tebal pelat tanpa panel drop $h = 125 \text{ mm}$
 - Tebal pelat dengan panel drop $h = 100 \text{ mm}$
- Untuk $0,2 \leq \alpha_m \leq 2$ ketebalan pelat minimum harus memenuhi

$$h = \frac{\ell n \left(0,8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)}$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm

- Untuk $\alpha_m \geq 2$ ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang

$$\text{dari } h = \frac{\ell n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

Keterangan :

ℓn = panjang bentang bersih (m)

β = rasio panjang bentang arah memanjang dengan arah memendek pelat

α_m = nilai rata-rata dari α untuk semua balok pada tepi dari suatu pelat

α = rasio dari kekuatan lentur penampang balok dengan kekakuan pelat

f_y = kuat leleh baja non-prategang (MPa)

$$\alpha = \frac{E_{\text{balok}} \times I_{\text{balok}}}{E_{\text{pelat}} \times I_{\text{pelat}}} \quad E_{\text{balok}} = E_{\text{pelat}} \quad \beta = \frac{L_n}{S_n}$$

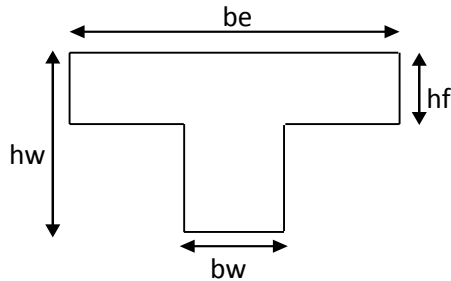
$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \times b_w \times h^3 \times k$$

$$I_{\text{pelat}} = \frac{1}{12} \times b_p \times t^3$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \times \left(\frac{h_f}{h_w} \right) \times \left[4 - 6 \left(\frac{h_f}{h_w} \right) + 4 \left(\frac{h_f}{h_w} \right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \times \left(\frac{h_f}{h_w} \right)^2 \right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1 \right) \times \left(\frac{h_f}{h_w} \right)}$$

Perumusan untuk mencari lebar flens pada balok

- Balok Interior

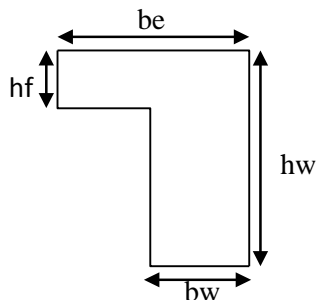


Gambar 4.2 Pemodelan Balok Interior

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 8.12.2 nilai lebar slab efektif sebagai sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat panjang bentang balok, dan lebar efektif sayap yang menggantung pada masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi :

- Delapan kali tebal plat
- Setengah jarak bersih ke badan di sebelahnya

- Balok Eksterior



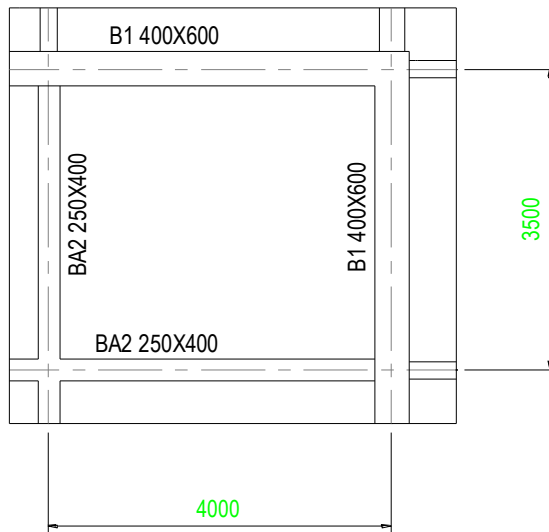
Gambar 4.3 Pemodelan Balok Eksterior

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 8.12.3 nilai lebar sayap efektif yang menggantung tidak boleh melebihi :

- Seperduabelas dari bentang balok
- Enam kali tebal plat
- Setengah kali jarak bersih ke badan di sebelahnya

4.1.3.2 Perencanaan tebal pelat lantai hotel

Untuk denah pemodelan perencanaan ketebalan pelat pada lantai hotel dapat dilihat pada gambar 4.4. Direncanakan tebal pelat lantai sebesar 12 cm.



Gambar 4.4 Denah Pemodelan Perencanaan Pelat Lantai Hotel

$$L_n = 400 - \left(\frac{40}{2} + \frac{25}{2} \right) = 367,5$$

$$S_n = 300 - \left(\frac{40}{2} + \frac{25}{2} \right) = 267,5$$

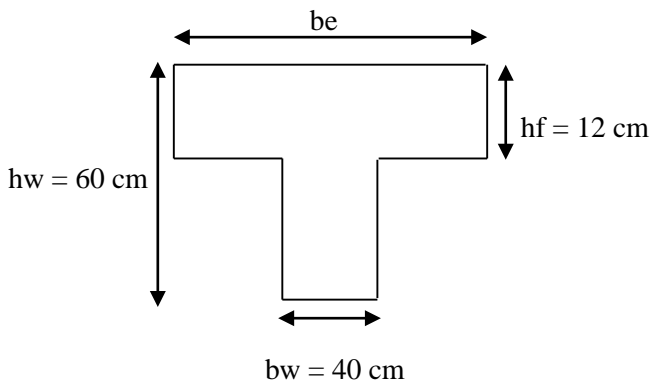
$$\beta = \frac{L_n}{S_n}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{367,5}{267,5} \\
 &= 1,3738
 \end{aligned}$$

Kontrol tebal pelat

Pengontrolan tebal pelat dengan menentukan koefisien α pada tiap-tiap balok yang mengelilingi pelat yang direncanakan

1. Balok tepi atas (60/40)



$$\begin{aligned}
 be_1 &\leq (8hf) + bw = (8 \times 12) + 40 = 136 \text{ cm} \\
 be_2 &\leq (0,5L) + bw = (0,5 \times 292,5) + 40 = 186,25 \text{ cm} \\
 be_3 &\leq (1/4) \times L_{\text{balok}} = 0,25 \times 400 = 100 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai be di atas, untuk balok tepi atas (60/40) dipakai nilai be yang terkecil yaitu 100 cm.

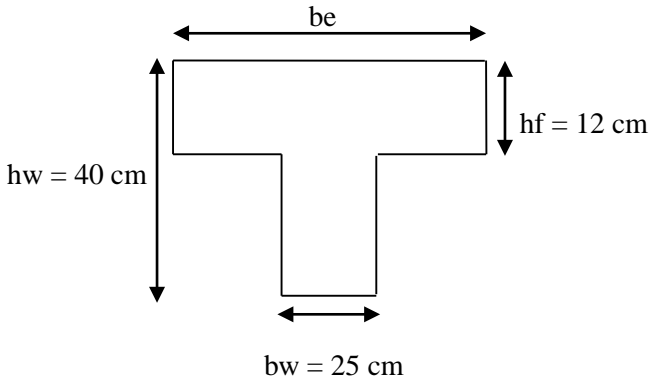
$$k = \frac{1 + \left(\frac{100}{40} - 1\right) \times \left(\frac{12}{60}\right) \times \left[4 - 6\left(\frac{12}{60}\right) + 4\left(\frac{12}{60}\right)^2 + \left(\frac{100}{40} - 1\right) \times \left(\frac{12}{60}\right)^2\right]}{1 + \left(\frac{100}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)}$$

$$k = 1,4661538$$

$$\begin{aligned}
 I_{\text{balok}} &= \frac{1}{12} \times bw \times h^3 \times k \\
 &= \frac{1}{12} \times 40 \times 60^3 \times 1,466
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1055520 \text{ cm}^4 \\
 I_{\text{pelat}} &= \frac{1}{12} \times L \times hf^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 292,5 \times 12^3 \\
 &= 42120 \text{ cm}^3 \\
 \alpha &= \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{pelat}}} \\
 &= \frac{1055520}{42120} \\
 &= 25,0598
 \end{aligned}$$

2. Balok tepi bawah (40/25)



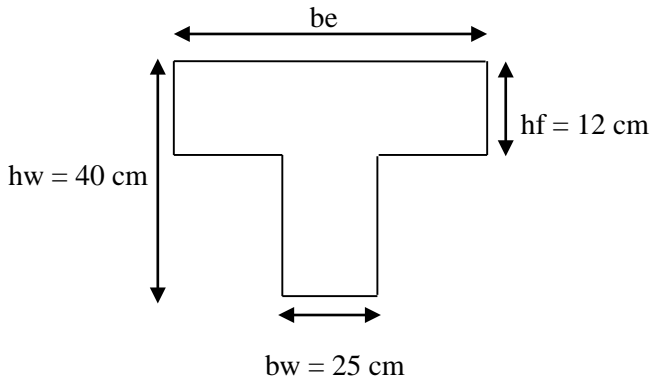
$$\begin{aligned}
 be_1 &\leq (8hf) + bw = (8 \times 12) + 25 = 121 \text{ cm} \\
 be_2 &\leq (0,5L) + bw = (0,5 \times 350) + 40 = 215 \text{ cm} \\
 be_3 &\leq (1/4) \times L_{\text{balok}} = 0,25 \times 400 = 100 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai be di atas, untuk balok tepi atas (40/25) dipakai nilai be yang terkecil yaitu 100 cm.

$$k = \frac{1 + \left(\frac{100}{25} - 1 \right) \times \left(\frac{12}{40} \right) \times \left[4 - 6 \left(\frac{12}{40} \right) + 4 \left(\frac{12}{40} \right)^2 + \left(\frac{100}{25} - 1 \right) \times \left(\frac{12}{40} \right)^2 \right]}{1 + \left(\frac{100}{25} - 1 \right) \left(\frac{12}{40} \right)}$$

$$\begin{aligned}
 k &= 1,866842 \\
 I_{\text{balok}} &= \frac{1}{12} \times bw \times h^3 \times k \\
 &= \frac{1}{12} \times 25 \times 40^3 \times 1,867 \\
 &= 248912,2807 \text{ cm}^4 \\
 I_{\text{pelat}} &= \frac{1}{12} \times L \times hf^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 350 \times 12^3 \\
 &= 50400 \text{ cm}^3 \\
 \alpha &= \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{pelat}}} \\
 &= \frac{248912,2807}{50400} \\
 &= 4,938735
 \end{aligned}$$

3. Balok tepi kiri (40/25)



$$\begin{aligned}
 be_1 &\leq (8hf) + bw = (8 \times 12) + 25 &= 121 \text{ cm} \\
 be_2 &\leq (0,5L) + bw = (0,5 \times 271,25) + 40 &= 175,625 \text{ cm} \\
 be_3 &\leq (1/4) \times L_{\text{balok}} = 0,25 \times 350 &= 87,5 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai be di atas, untuk balok tepi atas (40/25) dipakai nilai be yang terkecil yaitu 87,5 cm.

$$k = \frac{1 + \left(\frac{87,5}{25} - 1\right) \times \left(\frac{12}{40}\right) \times \left[4 - 6\left(\frac{12}{40}\right) + 4\left(\frac{12}{40}\right)^2 + \left(\frac{87,5}{25} - 1\right) \times \left(\frac{12}{40}\right)^2\right]}{1 + \left(\frac{87,5}{25} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right)}$$

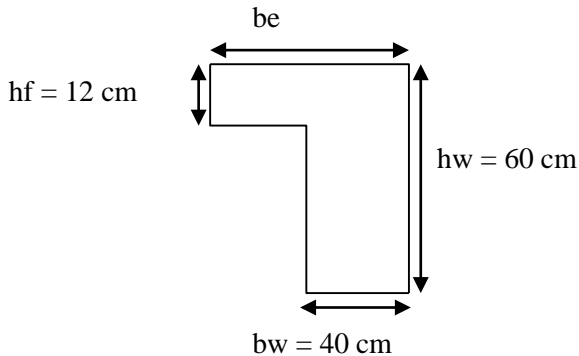
$$k = 1,765$$

$$\begin{aligned} I_{\text{balok}} &= \frac{1}{12} \times bw \times h^3 \times k \\ &= \frac{1}{12} \times 25 \times 40^3 \times 1,765 \\ &= 235333,333 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{\text{pelat}} &= \frac{1}{12} \times L \times hf^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 271,25 \times 12^3 \\ &= 39060 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{pelat}}} \\ &= \frac{235333,333}{39060} \\ &= 6,0249 \end{aligned}$$

4. Balok tepi kanan (60/40)



$$be_1 \leq (8hf) + bw = (8 \times 12) + 40 = 136 \text{ cm}$$

$$be_2 \leq (0,5L) + bw = (0,5 \times 183,75) + 40 = 131,875 \text{ cm}$$

$$be_3 \leq (1/4) \times L_{\text{balok}} = 0,25 \times 350 = 87,5 \text{ cm}$$

Dari ketiga nilai be di atas, untuk balok tepi atas (60/40) dipakai nilai be yang terkecil yaitu 87,5 cm.

$$k = \frac{1 + \left(\frac{87,5}{40} - 1\right) \times \left(\frac{12}{60}\right) \times \left[4 - 6\left(\frac{12}{60}\right) + 4\left(\frac{12}{60}\right)^2 + \left(\frac{87,5}{40} - 1\right) \times \left(\frac{12}{60}\right)^2\right]}{1 + \left(\frac{87,5}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)}$$

$$k = 1,38528$$

$$\begin{aligned} I_{\text{balok}} &= \frac{1}{12} \times bw \times h^3 \times k \\ &= \frac{1}{12} \times 40 \times 60^3 \times 1,38528 \\ &= 997400 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{\text{pelat}} &= \frac{1}{12} \times L \times hf^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 183,75 \times 12^3 \\ &= 26460 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{pelat}}} \\ &= \frac{997400}{26460} \\ &= 37,6946 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi, } \alpha_m &= (25,0598 + 4,938735 + 6,0249 + 37,6946) / 4 \\ &= 18,4295 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3.3 (c) dimana untuk $\alpha_m > 2$ maka ketebalan plat minimum tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 9 cm, f_y diambil sebesar 420 MPa untuk kebutuhan tulangan pelat

$$\begin{aligned}
 h &= \frac{367,5 \left(0,8 + \frac{420}{1400} \right)}{36 + (9 \times 1,3738)} \\
 &= 8,3584 \text{ cm} > 9 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Jadi pelat lantai dengan ketebalan 12 cm dapat digunakan pada seluruh plat pada struktur baik struktur pelat lantai maupun pelat atap.

4.1.4 Pendimensian kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 8.10.1 bahwa kolom harus dirancang menahan gaya aksial dari beban terfaktor pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada suatu bentang lantai atau atap bersebelahan yang ditinjau.

Gaya aksial yang bekerja pada kolom berupa beban mati dan beban hidup yang diatur dalam SNI 1727:2013. Pada Pasal 3.1 menyatakan bahwa beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafond, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain. Dalam menentukan beban mati untuk perancangan, harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya, dengan ketentuan bahwa jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang harus digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang.

Sedangkan pada Pasal 4 disebutkan bahwa beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan. Pada perencanaan ini digunakan peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung 1983 untuk menentukan berat beban mati dan hidup.

4.1.4.1 Perencanaan dimensi kolom

1. Lantai dasar – lantai 4

Direncanakan :

Tebal pelat lantai : 12 cm

Tinggi lantai dasar : 4 m

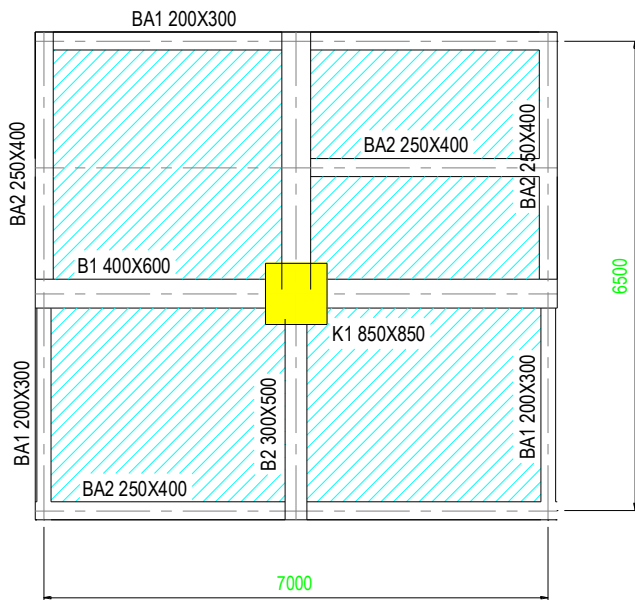
Tinggi lantai 1- lantai 13 : 3 m

Bentang beban arah X : 7m

Bentang beban arah Y : 6,5m

Direncanakan ukuran kolom : 95 cm x 95 cm

Daerah pembebanan kolom dapat dilihat pada gambar 4.5



Gambar 4.5 Pembebanan Kolom

Beban mati seperti ditunjukkan pada tabel 4.3

Tabel 4.3 Beban Mati Pelat untuk Kolom

Jenis beban	arah x (m)	arah y (m)	t	Bv (kg/m ³)	Bj (kg/m ²)	N	Berat (kg)
			(m)			lantai	
Lantai 1-11							
Pelat lantai 12 cm	7	6,5	0,12	2400	-	11	144144
Balok 60/40	7	0,4	0,48	2400	-	11	35481,6
Balok 50/30	0,3	3	0,38	2400	-	11	9028,8
Balok 40/25	12,2 5	0,25	0,28	2400	-	11	22638
Balok 30/20	4,75	0,2	0,18	2400	-	11	4514,4
Kolom 95 x 95	0,95	0,95	3	2400	-	4	25992
Kolom 75 x 75	0,75	0,75	3	2400	-	5	20250
Kolom 65 x 65	0,65	0,65	3	2400	-	2	6084
Plafond	7	6,5	-	-	11	11	5505,5
Penggantung	7	6,5	-	-	7	11	3503,5
Keramik	7	6,5	-	-	24	11	12012
Spesi	7	6,5	-	-	42	11	21021
ME	7	6,5	-	-	8	11	4004
Ducting	7	6,5	-	-	20	11	10010
Plumbing	7	6,5	-	-	10	11	5005
Dinding	20,8 75	3	-	250	-	11	172218,7 5
Lantai 12-Atap							
Pelat lantai 12 cm	7	6,5	0,12	2400	-	3	39312
Balok 60/40	7	0,4	0,48	2400	-	3	9676,8
Balok 70/50	0,5	6,5	0,58	2400	-	2	9048
Balok 50/30	0,3	3	0,38	2400	-	1	820,8
Balok 40/25	8,75	0,25	0,28	2400	-	3	4410
Balok 30/20	0,2	4,75	0,18	2400	-	3	1231,2
Plafond	7	6,5	-	-	11	3	1501,5

Lanjutan Tabel 4.3 Beban Mati Pelat untuk Kolom

Jenis beban	arah x (m)	arah y (m)	t (m ²)	Bv (kg/m ³)	Bj (kg/m ²)	N (lantai)	Berat (kg)
Penggantung	7	6,5	-	-	7	3	955,5
Keramik	7	6,5	-	-	24	3	3276
Spesi	7	6,5	-	-	42	3	5733
ME	7	6,5	-	-	8	3	1092
Ducting	7	6,5	-	-	20	3	2730
Plumbing	7	6,5	-	-	10	3	1365
Total Beban Mati (DL)							582564,3

Beban hidup seperti ditunjukkan pada tabel 4.4

Tabel 4.4 Beban Hidup Pelat untuk Kolom

Jenis beban	arah x (m)	arah y (m)	q	Jumlah	Berat (kg)
			(kg/m ²)		
L. Atap	7	6,5	100	1	4550
L. Seminar	7	6,5	480	2	43680
L. Hotel	7	6,5	250	11	125125
Total Beban Hidup (LL)					173355

Menurut SNI 1727:2013 Pasal 4.7.3 menyatakan bahwa beban hidup untuk komponen struktur yang mendukung dua lantai atau lebih boleh direduksi sebesar 20 persen, sehingga koefisien reduksi untuk beban hidup adalah 0,8. Jadi total untuk beban hidup adalah sebesar :

$$LL = 0,8 \times 173355 = 138684 \text{ kg}$$

Maka berat total (W)

$$\begin{aligned} W &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 \times 582564,35 + 1,6 \times 138684 \end{aligned}$$

$$= 920971,6 \text{ kg}$$

Mutu beton $f'c$ sebesar 30 Mpa = 300 kg/cm² sehingga nilai luas minimal (A_{\min}) kolom

$$A_{\min} = \frac{W}{0,35 \times f'c} = \frac{920971,6}{0,35 \times 300} = 8771,158 \text{ cm}^2$$

$$A = b \times h$$

$$\text{Ukuran dimensi balok} \quad b = 95 \text{ cm}$$

$$h = 95 \text{ cm}$$

$$A = 95 \times 95 = 9025 \text{ cm}^2$$

Maka dimensi kolom lantai dasar - lantai 4 sebesar 95 cm × 95 cm ($A > A_{\min}$) dapat digunakan.

2. Lantai 5 - 9, lantai 10 - 13

Dengan cara yang sama dengan perhitungan lantai dasar – 4, maka untuk lantai 5-9 dan 10-13 didapatkan hasil sebagai berikut :

Dimensi kolom lantai dasar s/d lantai 4 = 950mm x 950mm

Dimensi kolom lantai 5 s/d 9 = 750mm x 750mm

Dimensi kolom lantai 10 s/d lantai 13 = 650mm x 650mm

4.1.5 Perencanaan dimensi dinding struktur

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3.1 menyatakan bahwa tebal dinding penumpu tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang mana yang lebih pendek, atau tidak kurang dari 100 mm.

Direncanakan :

Tebal dinding struktur = 40 cm

Panjang dinding struktur

Tipe Panel 1 = 400 cm

Tipe Panel 2 = 250 cm

Tipe Panel 3 = 375 cm

Tipe Panel 4 = 300 cm

Tinggi dinding struktur per lantai maksimal = 400 cm

Syarat

$$400\text{mm} > \frac{H}{25} = \frac{4000}{25} = 160 \text{ cm}$$

$$400\text{mm} > \frac{L}{25} = \frac{4000}{25} = 160 \text{ cm}$$

$$400\text{mm} > \frac{L}{25} = \frac{2500}{25} = 100 \text{ cm}$$

$$400\text{mm} > \frac{L}{25} = \frac{3750}{25} = 150 \text{ cm}$$

$$400\text{mm} > \frac{L}{25} = \frac{3000}{25} = 120 \text{ cm}$$

Jadi, tebal dinding struktur yang direncanakan untuk tipe dinding struktur panel 1, 2, 3, 4 sebesar 40 cm.

4.1.6 Perencanaan dimensi balok prategang

Preliminary desain dimensi balok prategang pada portal direncanakan sebagai berikut

$$h_{\min} = \frac{L}{20} ; \quad b = \frac{2}{3} \times h_{\min}$$

Dimana :

L = panjang balok (cm)

h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Balok prategang yang direncanakan memiliki L = 1300cm, sehingga diperoleh perencanaan

$$h_{\min} = \frac{L}{20} = \frac{1300}{20} = 65\text{cm} \text{ dipakai } h_{\min} \text{ sebesar } 70 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2h}{3} = \frac{2 \times 70}{3} = 46,67\text{cm} \text{ dipakai } b_{\min} \text{ sebesar } 50 \text{ cm}$$

Sehingga direncanakan balok prategang dengan dimensi 70/50.

4.2 Perencanaan Struktur Sekunder

4.2.1 Umum

Struktur sekunder merupakan bagian dari struktur gedung yang tidak menahan kekuatan secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan-tegangan akibat pembebanan yang bekerja pada bagian tersebut secara langsung maupun akibat perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder meliputi pelat lantai dan atap, balok anak, balok lift serta tangga.

4.2.2 Perencanaan pelat

Pada gedung Hotel Quest Surabaya ini direncanakan dua jenis pelat lantai yaitu pelat atap, pelat lantai hotel.

4.2.2.1 Data perencanaan pelat

Data perencanaan pelat meliputi mutu bahan dan tulangan yang hendak direncanakan, dimensi dan pembebanan yang terjadi di area pelat baik untuk pelat lantai hotel maupun pelat atap. Mutu bahan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary desain sebagai berikut :

- Mutu beton : 30 MPa
- Mutu baja : 420 MPa
- Tebal pelat lantai hotel : 12 cm
- Tebal pelat lantai atap : 12
- Diameter tulangan rencana : 10 mm

4.2.2.2 Pembebanan pelat

Beban yang bekerja pada pelat atap terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (q_D) dan beban hidup (q_L). Beban mati dan beban hidup berdasarkan pada PPIUG 1983 tabel 2.1 dan tabel 3.1

1. Pelat Atap
Beban mati

Tabel 4.5 Beban Mati Pelat Atap

Jenis beban	Tebal (m)	Bv (kg/m ³)	BJ (kg/m ²)	Jumlah	Berat (kg/m ²)
Berat Sendiri pelat	0,12	2400			288
Spesi/finishing 2cm			21	2	42
Aspal 1cm			14	1	14
Penggantung			7		7
Plafond			11		11
Plumbing			10		10
Ducting			20		20
ME			8		8
Total beban mati (qd)					400

Beban hidup (q_L) pelat atap dipakai sebesar 100 kg/m²

Kombinasi pembebanan yang digunakan :

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\
 &= 1,2 \times 400 + 1,6 \times 100 \\
 &= 640 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

2. Pelat Lantai Hotel
Beban mati

Tabel 4.6 Beban Mati Pelat Lantai Hotel

Jenis beban	Tebal (m)	Bv (kg/m ³)	BJ (kg/m ²)	Jumlah	Berat (kg/m ²)
Berat Sendiri pelat	0,12	2400			288
Spesi/finishing 2cm			21	2	42
Keramik			24		24
Penggantung			7		7

Lanjutan Tabel 4.6 Beban Mati Pelat Lantai Hotel

Jenis beban	Tebal (m)	Bv (kg/m ³)	BJ (kg/m ²)	Jumlah	Berat (kg/m ²)
Plafond			11		11
Plumbing			10		10
Ducting			20		20
ME			8		8
Total beban mati (qd)					410

Beban hidup (qL) pelat lantai dipakai sebesar 250 kg/m²

Kombinasi pembebanan yang digunakan :

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\
 &= 1,2 \times 410 + 1,6 \times 250 \\
 &= 892 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

4.2.2.3 Penulangan pelat

Kebutuhan tulangan pelat ditentukan oleh besar dari momen yang terjadi pada pelat baik di daerah lapangan maupun daerah tumpuan. Nilai momen yang terjadi dihitung menurut PBI 1971 Tabel 13.3.1 dimana bergantung pada panjang Lx dan Ly pelat rencana serta pelat diasumsikan terjepit penuh. Pada sub bab ini perhitungan penulangan dilakukan pada pelat tipe A dan D pada area lantai hotel, dan untuk jenis plat lainnya akan direkap perhitungannya dan ditabelkan pada tabel 4.7-4.8

1. Pelat Lantai Hotel tipe A

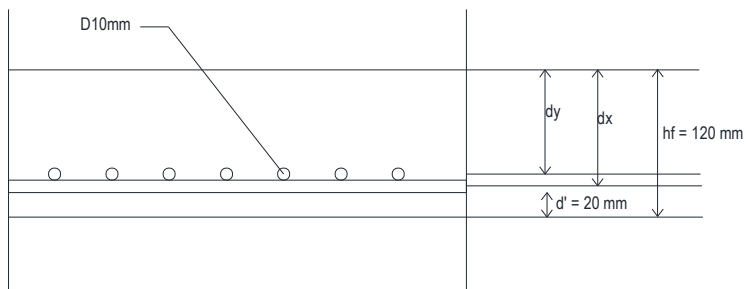
L _x	: 350cm
L _y	: 400cm
Tebal pelat (h _f)	: 12cm
Tebal decking (d')	: 2 cm
Diameter tulangan (D)	: 10 mm
Mutu tulangan (f _y)	: 420 MPa
Mutu beton (f' _c)	: 30 MPa

$$\begin{aligned} b &: 1000 \text{ mm} \\ qU &: 892 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{400}{350} = 1,143 < 2 \text{ (pelat 2 arah)}$$

$$\begin{aligned} dx &= hf - d' - (0,5xD) \\ &= 120 - 20 - (0,5 \times 10) \\ &= 95 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dy &= hf - d' - D - (0,5xD) \\ &= 120 - 20 - 10 - (0,5 \times 10) \\ &= 85 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 4.6 Jarak dx dan dy pada Pelat

Pada tabel penentuan momen pelat, diperoleh nilai momen yang menentukan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Ml_x &= 0,001 \times q \times L_x^2 \times X \\ &= 0,001 \times 892 \times 4^2 \times 28 \\ &= 399,616 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ml_y &= 0,001 \times q \times L_x^2 \times X \\ &= 0,001 \times 892 \times 4^2 \times 20 \\ &= 285,44 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mt_x &= -0,001 \times q \times L_x^2 \times X \\ &= -0,001 \times 892 \times 4^2 \times 64 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= -913,408 \text{kgm} \\
 M_{ty} &= -0,001 \times q \times L_x^2 \times X \\
 &= -0,001 \times 892 \times 4^2 \times 56 \\
 &= -799,232 \text{kgm}
 \end{aligned}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 13.3 tentang penulangan pelat menyebutkan bahwa luasan tulangan pelat dalam masing-masing arah untuk sistem pelat dua arah harus ditentukan dari momen-momen penampang kritis, tetapi tidak boleh kurang dari yang diisyaratkan pada Pasal 7.12.2.1 yaitu rasio tulangan tidak kurang dari 0,0014 serta rasio perlu minimal sebesar 0,0018 untuk pelat yang menggunakan batang tulangan ulir atau tulangan kawat las mutu 420.

Penulangan arah x

$$\begin{aligned}
 M_u &= 913,408 \text{ Kgm} \\
 &= 9134080 \text{ Nmm} \\
 \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{f_{c'} - 28}{7} \\
 &= 0,85 - 0,05 \frac{30 - 28}{7} \\
 &= 0,836 \\
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} \\
 &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\
 &= 16,47
 \end{aligned}$$

Diketahui harga $\phi = 0,9$ (diasumsikan)

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d \times x^2} \\
 &= \frac{9134080}{0,9 \times 1000 \times 95^2} \\
 &= 1,1245
 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,1245 \times 16,47}{420}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,002739$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0028$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho b d$$

$$= 0,0028 \times 1000 \times 95$$

$$= 266 \text{ mm}^2$$

Smaks = 450 mm (SNI 2847:2013 ps 7.6.5)

N (jumlah tulangan)

$$n = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s D10}}$$

$$= \frac{266}{78,54}$$

$$= 3,39$$

$$= 4 \text{ tulangan}$$

$$S = \frac{1000}{n}$$

$$= \frac{1000}{4}$$

$$= 250 \text{ mm}$$

S pakai = 250 mm

Dipasang 4 buah tulangan per meter sehingga

$$A_{s \text{ pakai}} = 4 \times (1/4 \times \pi 10^2) = 314,16 \text{ mm}^2$$

$A_{s \text{ pakai}} > A_{s \text{ perlu}}$ (OKE)

Kontrol

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$= \frac{314,15 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000}$$

$$= 5,17423$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{5,17423}{0,836} \\
 &= 6,1893
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon t &= 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \\
 &= 0,003 \left(\frac{95}{6,1893} - 1 \right) \\
 &= 0,043
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat εt lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

Jadi digunakan tulangan lentur D **10-250**

Penulangan arah y

$$\begin{aligned}
 Mn &= 799,232 \text{ kgm} \\
 &= 7992320 \text{ Nmm} \\
 \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{f'_{c'} - 28}{7} \\
 &= 0,85 - 0,05 \frac{30 - 28}{7} \\
 &= 0,836 \\
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_{c'}} \\
 &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\
 &= 16,47
 \end{aligned}$$

Diketahui harga $\phi = 0,9$ (diasumsikan)

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mu}{\phi \times b \times d y^2} \\
 &= \frac{7992320}{0,9 \times 1000 \times 85^2} \\
 &= 1,229
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn \times m}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,229 \times 16,47}{420}} \right)\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,003$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,003$$

$$A_s_{\text{perlu}} = \rho b d$$

$$= 0,003 \times 1000 \times 85$$

$$= 255 \text{ mm}^2$$

$$S_{\text{maks}} = 450 \text{ mm (SNI 2847:2013 ps 7.6.5)}$$

N (jumlah tulangan)

$$n = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{D10}}}$$

$$= \frac{255}{78,54}$$

$$= 3,237$$

$$= 4 \text{ tulangan}$$

$$S = \frac{1000}{n}$$

$$= \frac{1000}{4}$$

$$= 250 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 250 \text{ mm}$$

Dipasang 4 buah tulangan per meter sehingga

$$A_{s_{\text{pakai}}} = 4 \times (1/4 \times \pi 10^2) = 314,16 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} > A_{s_{\text{perlu}}} \text{ (OKE)}$$

Kontrol

$$\begin{aligned}a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{314,15 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000} \\ &= 5,17423\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{5,17423}{0,836} \\
 &= 6,1893 \\
 \varepsilon_t &= 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \\
 &= 0,003 \left(\frac{85}{6,1893} - 1 \right) \\
 &= 0,0382
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ε_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

Jadi di gunakan tulangan lentur D **10-250**

2. Pelat kantilever tipe D

L_x	: 100 cm
L_y	: 400 cm
Tebal pelat (h_f)	: 12 cm
Tebal decking (d')	: 2 cm
Diameter tulangan (D)	: 10 mm
Mutu tulangan (f_y)	: 420 MPa
Mutu beton (f'_c)	: 30 MPa

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{400}{100} = 4 > 2 \text{ (pelat 1 arah)}$$

$$\begin{aligned}
 q_u &= 640 \text{ kg/m}^2 \\
 q_u / \text{meter lari} &= 640 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} \\
 &= 640 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen max} &= 1/8 \times q_u \times l^2 \\
 &= 1/8 \times 640 \times 4^2 \\
 &= 1280 \text{ kgm} \\
 &= 12800000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Pada Pasal 7.12.2.1 SNI 2847:2013 rasio tulangan tidak kurang dari 0,0014 serta rasio perlu minimal sebesar 0,0018 untuk pelat yang menggunakan batang tulangan ulir atau tulangan kawat las mutu 420.

a. Perhitungan tulangan lentur pelat

$$\begin{aligned}
 d &= h - d' - (0,5 \times D) \\
 &= 120 - 20 - (0,5 \times 10) \\
 &= 95 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$M_u = 12800000 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{f_{c'} - 28}{7} \\
 &= 0,85 - 0,05 \frac{30 - 28}{7} \\
 &= 0,836
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} \\
 &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\
 &= 16,47
 \end{aligned}$$

Diketahui harga $\phi = 0,9$ (diasumsikan)

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d \times x^2} \\
 &= \frac{12800000}{0,9 \times 1000 \times 95^2} \\
 &= 1,5759
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,5759 \times 16,47}{420}} \right)
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,003876$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,003876$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho b d \\ &= 0,003876 \times 1000 \times 95 \\ &= 368,198 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S_{\text{maks}} = 450 \text{ mm (SNI 2847:2013 ps 7.6.5)}$$

N (jumlah tulangan)

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s D10}} \\ &= \frac{368,198}{78,54} \\ &= 4,6888 \\ &= 5 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{1000}{n} \\ &= \frac{1000}{5} \\ &= 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\text{pakai}} = 200 \text{ mm}$$

Dipasang 5 buah tulangan per meter sehingga

$$A_{s \text{ pakai}} = 5 \times (1/4 \times \pi 10^2) = 392,699 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ pakai}} > A_{s \text{ perlu}} \text{ (OKE)}$$

Kontrol

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} \\ &= \frac{392,699 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000} \\ &= 6,46798 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{6,467}{0,836} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 7,74 \\
 \varepsilon t &= 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \\
 &= 0,003 \left(\frac{95}{7,74} - 1 \right) \\
 &= 0,03384
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat εt lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

Jadi di gunakan tulangan lentur **D 10-200**

b. Perhitungan Tulangan bagi pelat

$$\begin{aligned}
 \text{As tulangan bagi} &= 20\% \text{ As pakai} \\
 &= 20\% \times 392,7 \\
 &= 78,54 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan} &= \text{As bagi} / (1/4 \times \pi \times D^2) \\
 &= 78,54 / 78,54 \\
 &= 1 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Jika dipasang tulangan D 10 - 500 mm akan melebihi jarak max tulangan yakni 450mm sehingga dipasang **D 10 - 450 mm**

3. Penulangan pelat lantai hotel, pelat atap akan ditabelkan pada tabel 4.7-4.8

Tabel 4.7 Penulangan Pelat Lantai

No	Tipe pelat	Dimensi		dx (mm)	dy (mm)	ϕ	Mlx (kgm)	Mly (kgm)	Mtx (kgm)	Mty (kgm)
		Lx (mm)	Ly (mm)							
1	A	350	400	85	95	0,9	399,616	285,44	-913,408	-799,232
2	B	200	350	85	95	0,9	437,08	142,051	-896,014	-622,899
3	C	350	400	85	95	0,9	286,72	204,8	-655,36	-573,44
4	D	100	400	85	95	0,9	-	640	-	640
5	E	350	400	85	95	0,9	564,48	403,2	-1290,24	-1128,96

Tabel 4.8 Lanjutan Penulangan Pelat Lantai

n tulangan /meter		As pakai mm ²		Tulangan		ρ pakai		ρ min	Keterangan
x	y	x	y	x	y	x	y		
4	4	314,16	314,16	D 10-250	D 10-250	0,0028	0,003	0,0018	OKE
4	3	314,16	235,62	D 10-250	D 10-330	0,0027	0,0024	0,0018	
3	3	235,62	235,62	D 10-330	D 10-330	0,002	0,0022	0,0018	
3	6	235,62	471,24	D 10-450	D 10-200	0,00248	0,00488	0,0018	
5	5	392,7	392,7	D 10-200	D 10-200	0,004	0,0043	0,0018	

4.2.3 Perencanaan tangga

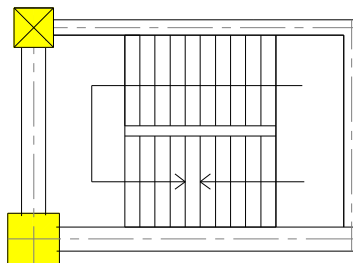
4.2.3.1 Data perencanaan

Data perencanaan tangga sebagai berikut :

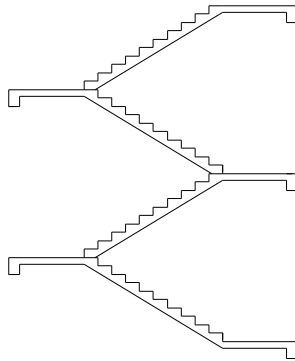
- tinggi lantai : 300 cm
- tinggi bordes : 150 cm
- tinggi tanjakan (t) : 15 cm
- jumlah tanjakan : 10 buah
- lebar injakan (i) : 25 cm
- lebar tangga : 15 cm
- tebal pelat tangga (tp) : 12 cm
- tebal pelat bordes : 12 cm
- lebar bordes : 1,25 cm
- panjang bordes : 317,5cm
- panjang horisontal pelat tangga: 250 cm
- kemiringan (α) : 30°

Cek persyaratan :

- a. $55 \leq (2t + i) \leq 65$
 $55 \leq (2 \times 15) + 25 \leq 65$
 $55 \leq 55 \leq 65$
- b. $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
 $25^\circ \leq 30^\circ \leq 40^\circ$



Gambar 4.7 Denah Tangga



Gambar 4.8 Potongan Melintang Tangga

4.2.3.2 Pembebanan tangga

Beban mati (DL)

Perhitungan beban mati untuk pelat tangga dan pelat bordes dapat dilihat pada tabel 4.9 dan 4.10 berikut,

Tabel 4.9 Pembebanan Mati Pelat Tangga

Jenis beban	Tebal (m)	Bv (kg/m ³)	Bj (kg/m ²)	Jumlah	Berat (kg/m ²)
Berat Sendiri Pelat	0,12	$2400/\cos 30^\circ$			332,55
Tegel			24		24
Spesi / finishing 2 cm			21	2	42
Pegangan			10		10
Total					408,55

Tabel 4.10 Pembebanan Mati Pelat Bordes

Jenis beban	Tebal (m)	Bv (kg/m ³)	Bj (kg/m ²)	Jumlah	Berat (kg/m ²)
Berat Sendiri Pelat	0,12	2400			288
Tegel			24		24
Spesi / finishing 2 cm			21	2	42
Total					354

Beban hidup(LL)

Beban hidup pada tangga berdasarkan PPIUPG diambil sebesar 300 kg/m^2

- Kombinasi pembebanan untuk pelat tangga

$$q = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$q = 1,2 \times 408,55 + 1,6 \times 300$$

$$= 970,26 \text{ kg/m}^2$$

$$q \text{ untuk lebar per satu meter} = 970,26 \times 1 = 970,26 \text{ kg/m}$$

- Kombinasi pembebanan untuk pelat bordes

$$q = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

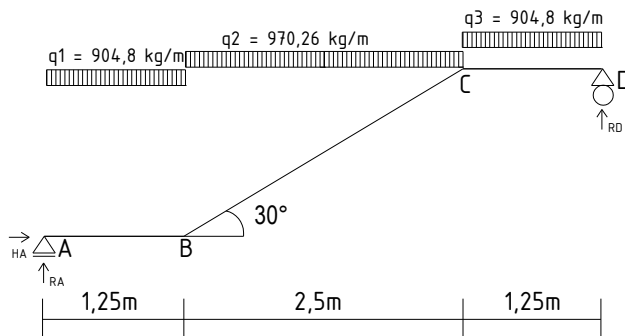
$$q = 1,2 \times 354 + 1,6 \times 300$$

$$= 904,8 \text{ kg/m}^2$$

$$q \text{ untuk lebar per satu meter} = 904,8 \times 1 = 904,8 \text{ kg/m}$$

4.2.3.3 Analisa struktur tangga

Analisa struktur tangga menggunakan perhitungan statis tertentu dengan mengasumsikan perletakan tangga-bordes sebagai perletakan sendi – rol, dimana permodelan struktur tangga adalah sebagai berikut,



Gambar 4.9 Permodelan Struktur Tangga

a. Perhitungan reaksi perletakan

$$\Sigma M_A = 0$$

$$(R_D \times 5) - (q_3 \times L_{CD} \times (L_{AC} + 1/2 L_{CD})) - (q_2 \times L_{BC} \times (L_{AB} + 1/2 L_{BC})) - (q_1 \times L_{AB} \times 1/2 L_{AB}) = 0$$

$$R_D = \frac{(904,8 \times 1,25 \times 4,375) + (970,26 \times 2,5 \times 2,5) + (904,8 \times 1,25 \times 0,625)}{5}$$

$$R_D = 2343,825 \text{ kg} \quad \uparrow$$

$$\Sigma M_D = 0$$

$$(R_A \times 5) - (q_1 \times L_{AB} \times (L_{BD} + 1/2 L_{AB})) - (q_2 \times L_{BC} \times (L_{CD} + 1/2 L_{BC})) - (q_3 \times L_{CD} \times 1/2 L_{CD}) = 0$$

$$R_D = \frac{(904,8 \times 1,25 \times 4,375) + (970,26 \times 2,5 \times 2,5) + (904,8 \times 1,25 \times 0,625)}{5}$$

$$R_D = 2343,825 \text{ kg} \quad \uparrow$$

b. Kontrol

$$\Sigma V = 0$$

$$R_A + R_D - (q_1 \times L_{AB}) - (q_2 \times L_{BC}) - (q_3 \times L_{CD}) = 0$$

$$2343,825 + 2343,825 - (904,8 \times 1,25) - (970,26 \times 2,5) - (904,8 \times 1,25) = 0$$

$$0 = 0 \quad (\text{ok})$$

c. Gaya-gaya dalam

- Bidang D

$$D_A = R_A = 2343,825 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} D_{\text{Bkiri}} &= D_A - (q_1 \times L_{AB}) \\ &= 2343,825 - (904,8 \times 1,25) \\ &= 1212,825 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
D_{Bkanan} &= (D_{Bkiri}) \times \cos \alpha \\
&= (1212,825) \times \cos 30^\circ \\
&= 1050,33726 \text{ kg} \\
D_{Ckiri} &= D_{Bkanan} - (q2 \times L_{BC} \times \cos \alpha) \\
&= 1050,33726 - (970,26 \times 2,5 \times \cos 30^\circ) \\
&= -1050,33726 \text{ kg} \\
D_{Dkanan} &= -R_D \\
&= -2343,825 \text{ kg} \\
D_{Ckanan} &= D_{Dkanan} + (q3 \times L_{CD}) \\
&= -2343,825 + (904,8 \times 1,25) \\
&= -1212,825 \text{ kg}
\end{aligned}$$

- Bidang N

$$\begin{aligned}
N_{A-Bkiri} &= 0 \\
N_{Bkanan} &= (-R_A + (q1 \times L_{AB})) \times \sin 30^\circ \\
&= (-2343,825 + (904,8 \times 1,25)) \times \sin 30^\circ \\
&= -606,4125 \text{ kg} \\
N_{Ckiri} &= N_{Bkanan} + (q2 \times L_{BC} \times \sin \alpha) \\
&= -606,4125 + (970,26 \times 2,5 \times \sin 30^\circ) \\
&= 606,4125 \text{ kg} \\
N_{Ckanan-D} &= 0 \text{ kg}
\end{aligned}$$

- Bidang M

$$\begin{aligned}
M_A &= 0 \text{ kgm} \\
M_B &= (R_A \times L_{AB}) - (q1 \times \frac{1}{2} \times L_{AB} \times L_{AB}) \\
&= (2343,825 \times 1,25) - (904,8 \times \frac{1}{2} \times 1,25 \times 1,25) \\
&= 2222,9 \text{ kgm} \\
M_C &= (R_D \times L_{CD}) - (q1 \times \frac{1}{2} \times L_{CD} \times L_{CD}) \\
&= (2343,825 \times 1,25) - (904,8 \times \frac{1}{2} \times 1,25 \times 1,25) \\
&= 2222,9 \text{ kgm} \\
M_D &= 0 \text{ kgm}
\end{aligned}$$

M_{\max}

Pada $D = 0$ terjadi Moman maksimum di bentang L_{BC} jika dipotong di tengah bentang L_{BC} dan melihat ke arah kanan maka,

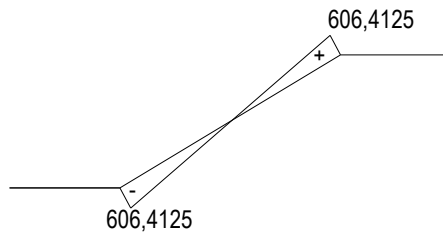
$$DX = 0$$

$$1131 + 970,26x - 2343,825 = 0$$

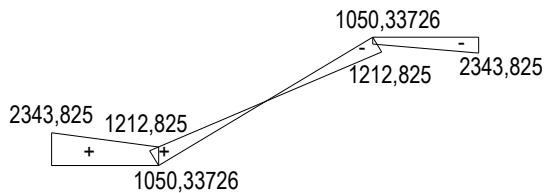
$$x = 1,25\text{m di kiri titik c}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= (2343,825 \times 2,5) + (-1131 \times 1,875) + (-970,26 \times 0,5 \times \\ &\quad 1,25 \times 1,25) \\ &= 2980.922 \text{ kgm} \end{aligned}$$

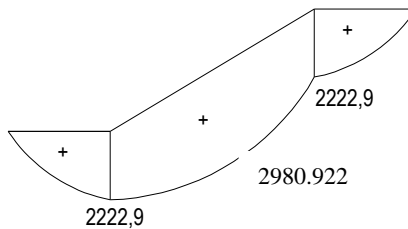
Bidang N



Bidang D



Bidang M



4.2.3.4 Penulangan pelat tangga

L_x	: 158 cm
L_y	: 292 cm
Tebal pelat (h_f)	: 12 cm
Tebal decking (d')	: 2 cm
Diameter tulangan (D)	: 10 mm
Mutu tulangan (f_y)	: 420 MPa
Mutu beton (f'_c)	: 30 MPa

Pada Pasal 7.12.2.1 SNI 2847:2013 rasio tulangan tidak kurang dari 0,0014 serta rasio perlu minimal sebesar 0,0018 untuk pelat yang menggunakan batang tulangan ulir atau tulangan kawat las mutu 420.

Gaya dalam didapat dari permodelan struktur tangga Mu sebesar 2980,922 Kgm = 29809220 Nmm

a. Perhitungan tulangan lentur pelat

$$\begin{aligned} d &= h - d' - (0,5 \times D) \\ &= 120 - 20 - (0,5 \times 10) \\ &= 95 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mu &= 2980,922 \text{ Kgm} \\ &= 29809220 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{f'_c - 28}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \frac{30 - 28}{7} \\ &= 0,836 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\ &= 16,47 \end{aligned}$$

Diketahui harga $\phi = 0,9$ (diasumsikan)

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{Mu}{\phi \times b \times d x^2} \\
 &= \frac{29809220}{0,9 \times 1000 \times 95^2} \\
 &= 3,669956
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{fy}} \right) \\
 &= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,669956 \times 16,47}{420}} \right)
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,00947$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,00947$$

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0,00947 \times 1000 \times 95 \\
 &= 900,383 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$S_{\text{maks}} = 450 \text{ mm (SNI 2847:2013 Pasal 7.6.5)}$$

N (jumlah tulangan)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{D10}}} \\
 &= \frac{900,383}{78,54} \\
 &= 11,46 \\
 &= 12 \text{ tulangan}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{1000}{n} \\
 &= \frac{1000}{12} \\
 &= 83,333 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{\text{pakai}} = 80 \text{ mm}$$

Dipasang 12 buah tulangan per meter sehingga

$$A_{s_{\text{pakai}}} = 12 \times (1/4 \times \pi 10^2) = 942,477 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} > A_{s_{\text{perlu}}} \text{ (OKE)}$$

Kontrol

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\
 &= \frac{942,4777 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000} \\
 &= 15,523
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{15,523}{0,836} \\
 &= 18,568
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_t &= 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \\
 &= 0,003 \left(\frac{95}{18,568} - 1 \right) \\
 &= 0,0123486
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ε_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

Jadi di gunakan tulangan lentur **D 10-80**

b. Perhitungan Tulangan bagi pelat tangga

$$\begin{aligned}
 \text{As tulangan bagi} &= 20\% \text{ As pakai} \\
 &= 20\% \times 942,4777 \\
 &= 188,49554 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan} &= \text{As bagi} / (1/4 \times \pi D^2) \\
 &= 188,49554 / 78,54 \\
 &= 2,3999 \approx 3 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Jadi dipasang tulangan **D 10 - 300**

4.2.3.5 Penulangan balok bordes

a. Pembebanan Balok Bordes

Pembebanan balok bordes terdiri dari komponen komponen yang berada di atas pelat bordes ditambah berat tinggi setengah dinding yang berada di atas balok bordes, dan juga ditambahkan pula nilai reaksi perletakan akibat beban tangga yang bekerja terhadap pelat tangga dan pelat bordes pada perhitungan sebelumnya.

Direncanakan dimensi balok bordes :

$$\begin{aligned} h &= \frac{1}{16} \times l \\ &= \frac{1}{16} \times 350 \\ &= 21,875 \text{ cm} \\ &= 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= \frac{2}{3} \times h \\ &= \frac{2}{3} \times 30 \\ &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

Adapun untuk pembebanan beban mati (DL) balok bordes dapat dilihat pada tabel 4.11 berikut :

Tabel 4.11 Pembebanan Mati Balok Bordes

Jenis beban	luas (m ²)	Bv (kg/m ³)	Bj (kg/m ²)	Berat (kg/m)
Berat sendiri balok	0,06	2400	-	144
Dinding 1,5 m			250	375
Total				519

Kemudian untuk reaksi perletakan dari perhitungan pelat tangga sebelumnya diasumsikan menjadi beban merata, maka nilai beban akibat reaksi perletakan adalah $R_A = 2343,825 \text{ kg/m}$

Beban hidup (LL) diambil sebesar $300 \text{ kg/m}^2 \times 1,25 \text{ m} = 375 \text{ kg/m}$. Kombinasi beban yang digunakan :

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} + R_A \\ &= (1,2 \times 519) + (1,6 \times 375) + 2343,825 \\ q_u &= 3566,625 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen max} &= 1/8 \times q_u \times l^2 \\ &= 1/8 \times 3566,625 \times 3,5^2 \\ &= 5461,394 \text{ kgm} \\ &= 54613940 \text{ Nmm} \\ \text{Geser max} &= \frac{q_u \times l}{2} \\ &= \frac{3566,625 \times 3,5}{2} \\ &= 6241,59 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Penulangan lentur

Dimensi	: 300 / 200 mm
Bentang (L)	: 350 cm
Tebal decking (d')	: 40 mm
Diameter tulangan (D)	: 19 mm
Diameter sengkang (D)	: 12 mm
Mutu tulangan (f_y)	: 420 Mpa
Mutu beton (f_c')	: 30 Mpa
d'	: 300-40-12-(0,5 x 19)
	: 238,5 mm

- Penulangan Tarik

Digunakan tulangan tarik **3D19** ($A_s = 850,586 \text{ mm}^2$)

Kontrol kuat lentur nominal

$$a = \frac{A_{s_{\text{tarik}}} \times f_y}{0,85 \times b \times f'_c} = \frac{850,586 \times 420}{0,85 \times 200 \times 30} = 70,048 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{70,048}{0,85} = 82,409$$

$$\epsilon_t = 0,003 \times (d/c - 1) = 0,00568 > 0,005 \text{ (terkontrol tarik dengan } \phi = 0,9)$$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 850,586 \times 420 \left(238,5 - \frac{82,409}{2} \right) = 63434628,25 \text{ Nmm}$$

$$\begin{array}{ll} \phi M_n & > M_u \\ 63434628,25 \text{ Nmm} & > 54613940 \text{ Nmm} \quad (\text{Oke}) \end{array}$$

- Tulangan tekan

$$\begin{aligned} A_s \text{ tekan} &= 0,5 \times A_s \text{ tarik} \\ &= 0,5 \times 850,586 \\ &= 425,293 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan tekan **2Ø19** ($A'_s = 566,77 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Geser

$$V_u = 62415,9 \text{ N}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$d = 238,5 \text{ mm}$$

Kuat geser beton:

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 1/6 \times \sqrt{30} \times 200 \times 238,5 \\ &= 45543,943 \text{ N} \end{aligned}$$

Faktor reduksi geser ϕ menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.3 sebesar 0,75

$$\begin{aligned}\phi V_C &= 0,75 \times 45543,943 \text{ N} \\ &= 32657,957 \text{ N} \\ 0,5 \times \phi V_C &= 0,5 \times 32657,957 \\ &= 16328,98 \text{ N}\end{aligned}$$

Cek persyaratan:

SNI 2847:2013 Pasal 11.4.7.1

$V_u > \phi V_C$ maka diperlukan tulangan geser (senggang)

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.4.5.1 batas spasi untuk tulangan geser tidak boleh melebihi $d/2$

$$\begin{aligned}S_{\max} &= 238,5/2 \\ &= 119,25 \text{ mm, dipakai } S = \mathbf{110 \text{ mm}}\end{aligned}$$

Tulangan geser **2D12**, $A_v = 2 \times 0,25 \times \pi \times 12^2 = 226,2 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned}V_s &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{226,2 \times 420 \times 238,5}{110} \\ &= 102990,5464 \text{ N}\end{aligned}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.1

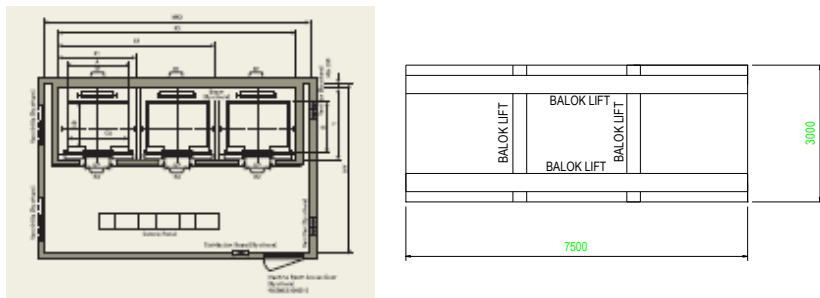
$$\begin{aligned}\phi V_n &\geq V_u \\ \phi (V_c + V_s) &\geq V_u \\ 0,75 \times (45543,94 + 205981,0928) &\geq 62415,9 \text{ N} \\ 188643,7746 \text{ N} &\geq 62415,9 \text{ N} \quad (\text{ok})\end{aligned}$$

Jadi dipakai tulangan geser **2D12 – 110 mm**

4.2.4 Perencanaan balok lift

Balok lift merupakan balok yang digunakan untuk keperluan ruang mesin lift. Pada Hotel Quest Surabaya, lift penumpang yang digunakan adalah lift yang diproduksi oleh Hyundai Elevator yang memiliki data sebagai berikut :

- Kecepatan : 3 m/s
 Kapasitas : 13 orang (900 kg)
 Lebar Pintu (OP) : 900
 Dimensi sangkar (car size)
 • Outside : 1700×1520
 • Inside : 1600×1350
 Hoistway : 2150×6900
 Beban Ruang Mesin
 • R1 : 12030 kg
 • R2 : 6630 kg



Gambar 4.10 Denah Sangkar Lift dan Balok Lift

Perencanaan dimensi balok lift :

- Untuk balok dengan panjang 750 cm

$$\begin{aligned}
 h &= \frac{1}{16} \times l \\
 &= \frac{1}{16} \times 750 \\
 &= 46,875 \text{ cm} \\
 &\approx 60 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b &= \frac{2}{3} \times h \\
 &= \frac{2}{3} \times 60
 \end{aligned}$$

$$= 40\text{cm}$$

- Untuk balok dengan panjang 300 cm

$$\begin{aligned} h &= \frac{1}{16} \times l \\ &= \frac{1}{16} \times 300 \\ &= 18,75\text{cm} \\ &\approx 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= \frac{2}{3} \times h \\ &= \frac{2}{3} \times 30 \\ &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

4.2.4.1 Penulangan balok lift (30/20)

a. Pembebanan

Tebal pelat = 12 cm

$$\begin{aligned} \text{- Beban mati pelat (q)} &= 0,12 \times 2400 \\ &= 288 \text{ kg/m}^2 \\ \text{- Beban hidup pelat ruang mesin (q)} &= 400 \text{ kg/m}^2 \\ &\text{(PPIUG 1983)} \end{aligned}$$

- Beban Mati Merata

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok lift} &= 0,3 \times 0,2 \times 2400 \\ &= 144 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban mati pelat} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times lx \times \left(1 - \frac{lx^2}{3 \times ly^2}\right) \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times 288 \times 2,5 \times \left(1 - \frac{2,5^2}{3 \times 3^2}\right) \\ &= 553,333 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_d \text{ total} &= \text{berat sendiri balok lift} + \text{beban mati pelat} \\ &= 144 \text{ kg/m} + 553,333 \text{ kg/m} \\ &= 697,333 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban Hidup Merata

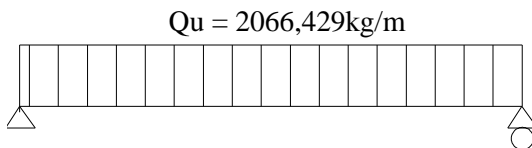
Beban hidup merata yang bekerja adalah sebesar beban hidup pelat. Untuk gedung yang berfungsi sebagai hotel beban hidup pelat ruang mesin diambil sebesar 400 kg/m^2

Beban hidup pelat

$$\begin{aligned}
 &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times lx \times \left(1 - \frac{lx^2}{3 \times ly^2}\right) \\
 &= 2 \times \frac{1}{2} \times 400 \times 2,5 \times \left(1 - \frac{2,5^2}{3 \times 3^2}\right) \\
 &= 768,518 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Sehingga, $Q_L = 768,518 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,2 Q_d + 1,6 Q_L \\
 &= (1,2 \times 697,333 \text{ kg/m}) + (1,6 \times 768,518 \text{ kg/m}) \\
 &= 2066,429 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.11 Beban pada Balok Lift 40/25

$$\begin{aligned}
 \text{Momen max} &= 1/8 \times q_u \times l^2 \\
 &= 1/8 \times 2066,429 \times 3^2 \\
 &= 2324,73265 \text{ kgm} \\
 &= 23247326,5 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Geser max} &= \frac{q_u \times l}{2} \\
 &= \frac{2066,429 \times 3}{2} \\
 &= 3099,735 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

b. Penulangan lentur

Dimensi	: 300 / 200 mm
Bentang (L)	: 300 cm
Tebal decking (d')	: 40 mm
Diameter tulangan (D)	: 13 mm
Diameter sengkang (D)	: 12 mm
Mutu tulangan (fy)	: 420 Mpa
Mutu beton (fc')	: 30 Mpa
d'	: 300-40-12-(0,5 x 13)
	: 241,5 mm

- Penulangan tulangan tarik

Digunakan tulangan tarik **3D13** (As = 398,197 mm²)

Kontrol kuat lentur nominal

$$a = \frac{A_{s\text{tarik}} \times f_y}{0,85 \times b \times f'_c} = \frac{398,197 \times 420}{0,85 \times 200 \times 30} = 32,793 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{32,793}{0,85} = 38,58$$

$$\epsilon_t = 0,003 \times (d/c - 1) = 0,0157 > 0,005 \text{ (terkontrol tarik dengan } \phi = 0,9)$$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 398,197 \times 420 \left(241,5 - \frac{32,793}{2} \right) = 33882233,51 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &> M_u \\ 33882233,51 \text{ Nmm} &> 23247326,5 \text{ Nmm} \quad (\text{Oke}) \end{aligned}$$

- Tulangan tekan

$$\begin{aligned} A_s \text{ tekan} &= 0,5 \times A_s \text{ tarik} \\ &= 0,5 \times 398,197 \\ &= 199,0985 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan tekan **2D13** ($A's = 265,46 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Geser

$$\begin{aligned} V_u &= 30997,35 \text{ N} \\ b &= 200 \text{ mm} \\ d &= 241,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kuat geser beton:

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 1/6 \times \sqrt{30} \times 200 \times 241,5 \\ &= 46116,822 \text{ N} \end{aligned}$$

Faktor reduksi geser ϕ menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.3 sebesar 0,75

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 46116,82 \text{ N} \\ &= 34587,617 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0,5 \times \phi V_c &= 0,5 \times 34587,617 \text{ N} \\ &= 17293,808 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek persyaratan:

SNI 2847:2013 Pasal 11.4.7.1

$V_u > \phi V_c$ maka diperlukan tulangan geser (sengkang)

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.4.5.1 batas spasi untuk tulangan geser tidak boleh melebihi $d/2$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 241,5/2 \\ &= 120,75 \text{ mm, dipakai } S = \mathbf{120 \text{ mm}} \end{aligned}$$

Tulangan geser **2D12**, $A_v = 2 \times 0,25 \times \pi \times 12^2 = 226,2 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \times f_y \times d'}{s} \\ &= \frac{226,2 \times 420 \times 241,5}{120} \end{aligned}$$

$$= 191190,48\text{N}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$0,75 \times (46116,822 + 191190,48) \geq 30997,35 \text{ N}$$

$$117980,475 \text{ N} \geq 30997,35 \text{ N} \quad (\text{ok})$$

Jadi dipakai tulangan geser **2D12 – 120 mm**

4.2.4.2 Penulangan balok lift (60/40)

a. Pembebanan

Tebal pelat = 12 cm

$$\begin{aligned} \text{- Beban mati pelat (q)} &= 0,12 \times 2400 \\ &= 288 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Beban hidup pelat ruang mesin (q)} &= 400 \text{ kg/m}^2 \\ (\text{PPIUG 1983}) \end{aligned}$$

- Beban Mati Merata

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok lift} &= 0,6 \times 0,4 \times 2400 \\ &= 576 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban mati pelat} &= 1,5 \times q \\ &= 1,5 \times 288 \\ &= 432 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_d \text{ total} &= \text{berat sendiri balok lift} + \text{beban mati pelat} \\ &= 576 \text{ kg/m} + 432 \text{ kg/m} \\ &= 1008 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban Hidup Merata

Beban hidup merata yang bekerja adalah sebesar beban hidup pelat. Untuk gedung yang berfungsi sebagai hotel beban hidup pelat ruang mesin diambil sebesar 400 kg/m^2

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup pelat} &= q \times 1,5 \\ &= 400 \times 1,5 \end{aligned}$$

$$= 600 \text{ kg/m}$$

Sehingga, $Q_L = 600 \text{ kg/m}$

$$Q_u = 1,2 Q_d + 1,6 Q_L$$

$$= (1,2 \times 1008 \text{ kg/m}) + (1,6 \times 600 \text{ kg/m})$$

$$= 2169,6 \text{ kg/m}$$

Koefisien kejut beban hidup oleh crane

Pada Pasal 4.10 halaman 18 PPIUG 1983 menyatakan bahwa kran yang mengalami struktur terdiri dari berat sendiri keran ditambah dengan berat muatan yang diangkatnya. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dan kemudian dikalikan dengan suatu koefisien yang ditentukan menurut rumus sebagai berikut :

$$\Psi = (1 + k_1 \times k_2 \times V) \geq 1,15$$

Dimana :

Ψ = Koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15

V = Kecepatan angkat maksimum dalam m/dt pada pengangkatan muatan maksimum dalam keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1 m/dt

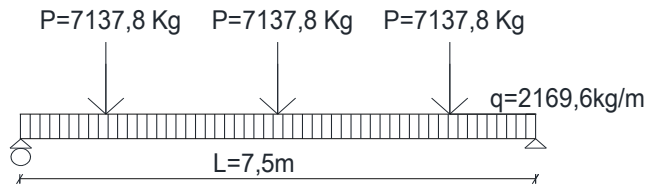
k_1 = Koefisien yang tergantung pada kekuatan struktur keran induk, untuk keran induk dengan struktur rangka pada umumnya diambil sebesar 0,6.

k_2 = Koefisien yang tergantung pada sifat-sifat mesin dari keran angkatnya dan dapat diambil sebesar 1,3

$$\begin{aligned} \Psi &= (1 + k_1 \times k_2 \times V) && \geq 1,15 \\ &= (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) && \geq 1,15 \\ &= 1,78 && \geq 1,15 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{U1} &= R1 \times \Psi \\
 &= 12030 \text{ kg} \times 1,78 \\
 &= 21413,4 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban P per titik} &= P_{U1} / 3 \text{ titik} \\
 &= 21413,4 \text{ kg} / 3 \\
 &= 7137,8 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.12 Beban pada Balok Lift 60/40

$$\begin{aligned}
 V_u &= 0,5q L + 0,5P \\
 &= 18842,7\text{kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= 22130,58 \text{ kgm (diambil dari program SAP 2000)} \\
 &= 221305800 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

b. Penulangan lentur

Dimensi	: 600 / 400 mm
Bentang (L)	: 750 cm
Tebal decking (d')	: 40 mm
Diameter tulangan (D)	: 25 mm
Diameter sengkang (D)	: 12 mm
Mutu tulangan (f_y)	: 420 Mpa
Mutu beton (f_c')	: 30 Mpa
d'	: 600-40-12-(0,5 x 25)
	: 535,5 mm

- Penulangan tarik

Digunakan tulangan tarik **3D25** ($A_s = 1472,62 \text{ mm}^2$)

Kontrol kuat lentur nominal

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_{s\text{tarik}} \times f_y}{0,85 \times b \times f'_c} \\ &= \frac{1472,62 \times 420}{0,85 \times 400 \times 30} \\ &= 60,64 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{60,64}{0,85} = 71,34$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= 0,003 \times (d/c - 1) \\ &= 0,0195 > 0,005 \text{ (terkontrol tarik dengan } \phi = 0,9) \end{aligned}$$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 1472,62 \times 420 \left(535,5 - \frac{60,64}{2} \right) \\ &= 281208628,9 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &> M_u \\ 281208628,9 \text{ Nmm} &> 221305800 \text{ Nmm} \quad (\text{Oke}) \end{aligned}$$

- Tulangan tekan

$$\begin{aligned} A_s \text{ tekan} &= 0,5 \times A_s \text{ tarik} \\ &= 0,5 \times 1472,62 \\ &= 736,31 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan tekan **2D25** ($A'_s = 981,746 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Geser

$$V_u = 188427 \text{ N}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$d = 535,5 \text{ mm}$$

Kuat geser beton:

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 1/6 \times \sqrt{30} \times 400 \times 535,5 \end{aligned}$$

$$= 195536,953 \text{ N}$$

Faktor reduksi geser ϕ menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.3 sebesar 0,75

$$\phi V_c = 0,75 \times 195536,953 \text{ N}$$

$$= 146652,715 \text{ N}$$

$$0,5 \times \phi V_c = 0,5 \times 146652,715 \text{ N}$$

$$= 73326,357 \text{ N}$$

Cek persyaratan:

SNI 2847:2013 Pasal 11.4.7.1

$V_u > \phi V_c$ maka diperlukan tulangan geser (senggang)

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.4.5.1 batas spasi untuk tulangan geser tidak boleh melebihi $d/2$

$$S_{\max} = 535,5/2$$

$$= 267,75 \text{ mm, dipakai } S = \mathbf{250 \text{ mm}}$$

Tulangan geser **2D12**, $A_v = 2 \times 0,25 \times \pi \times 12^2 = 226,2 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \times f_y \times d'}{s} \\ &= \frac{226,2 \times 420 \times 535,5}{250} \\ &= 203493,168 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$0,75 \times (195536,953 \text{ N} + 203493,168 \text{ N}) \geq 188427 \text{ N}$$

$$299272,59 \text{ N} \geq 188427 \text{ N} \quad (\text{ok})$$

Jadi dipakai tulangan geser **2D12 – 250 mm**

4.2.5 Perencanaan balok anak

Balok anak adalah salah satu struktur sekunder yang memiliki peranan membagi beban yang diterima oleh balok induk akibat beban pelat pada balok yang bentangnya relatif panjang,

sehingga mampu memperkecil lendutan pada pelat. Beban yang bekerja pada balok anak adalah berat sendiri balok ditambah dengan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup di atasnya).

Distribusi beban pada balok pendukung bisa berupa beban segitiga pada lajur pendek serta beban trapesium pada lajur yang panjang yang kemudian beban-beban tersebut di ekuivalensikan menjadi beban merata.

4.2.5.1 Gaya dalam balok anak

Pada sub bab ini diambil contoh perhitungan balok anak pada lantai hotel dengan bentang 8m.

Momen dan gaya geser

Gaya-gaya dalam untuk balok anak dengan panjang 8 m diperoleh dari hasil hitungan program SAP 2000, didapat :

$$M_{\text{tumpuan}} = 13437,43 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{lapangan}} = 4450,26 \text{ kgm}$$

$$V_{\text{tumpuan}} = 8986,76 \text{ kg}$$

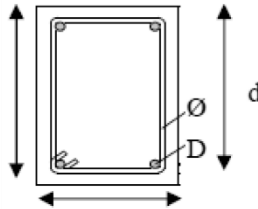
$$V_{\text{lapangan}} = 5673,65 \text{ kg}$$

4.2.5.2 Penulangan lentur balok anak

Data Perencanaan Tulangan Lentur Balok Induk B1 bentang 8m :

Data perencanaan yang diperlukan meliputi mutu bahan, dimensi balok, serta diameter tulangan yang digunakan

- Dimensi : 25/40
- Tebal decking (d') : 40 cm
- SNI 2847:2013 Pasal (7.7)
- Tulangan lentur (D) : 19 mm
- Tulangan sengkang (D) : 12 mm
- Mutu Tulangan (f_y) : 420 Mpa
- Mutu sengkang (f_y) : 420 Mpa
- Mutu beton (f'_c) : 30 Mpa



$$d = h - (\text{decking} + D_{\text{senggang}} + \frac{1}{2} D_{\text{tul. utama}})$$

$$= 400 - (40 + 12 + 0,5 \times 19) = 338,5 \text{ mm}$$

Menentukan harga β_1

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7}$$

(SNI 2847:2013 Pasal (10.2.7.3))

$$= 0,85 - 0,05 (30 - 28) / 7 = 0,836$$

Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :

Mencari ρ balance

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

(SNI 2847:2013 lampiran B (8.4.2))

$$= 0,0298$$

Mencari ρ maksimum

$$\rho_{\text{max}} = 0,025 \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal (21.5.2.1)})$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (\text{SNI 2847:2013 lampiran B (10.3.3)})$$

$$= 0,02235$$

Di pakai ρ maksimum yang lebih kecil = 0,02235

Mencari ρ minimum (SNI 2847:2013 Pasal (10.5.1))

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = 0,00326$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = 0,00333$$

Dari kedua harga ρ_{\min} tersebut, diambil harga yang terbesar = 0,00333

a. Daerah tumpuan

Dipasang tulangan tarik 5D19 ($A_s = 1416,93 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}\text{Cek } \rho &= A_s / b.d \\ &= 1416,93 / (250.338,5) \\ &= 0,01674\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$$

$$0,00333 < 0,01674 < 0,02235 \quad (\text{OK})$$

Kontrol jarak tulangan

$$\frac{250 - ((2 \times 40) + (2 \times 12) + (5 \times 19))}{5 - 1} = 22,2263 \text{ mm}$$

Jarak tulangan $S < S_{\min} = 25 \text{ mm}$

Lebar balok tidak memadai untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris, maka akan direncanakan dipasang dalam 2 baris tulangan yakni 3D19 pada sisi atas dan 2D19 pada sisi bawah.

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.2.2 bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Hal ini untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja.

Tulangan tumpuan bawah (daerah tekan) :

$$\begin{aligned}A_s' &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 1419,93 = 708,463 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dipasang tulangan 3D19 ($A_s' = 850,155 \text{ mm}^2$)

Kontrol momen nominal penampang balok tumpuan

dihitung dengan asumsi tulangan tekan dan tarik leleh

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{(A_s - A_s') \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} \\
 &= \frac{(1416,93 - 850,155) \times 420}{0,85 \times 30 \times 250} \\
 &= 22,2263 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$a = 22,2263 \text{ mm} < d' = 40 \text{ mm}$, sehingga tulangan tekan tidak leleh, dianalisa menggunakan rumus tulangan tunggal :

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} \\
 &= \frac{1416,93 \times 420}{0,85 \times 30 \times 250} \\
 &= 93,35 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{93,35}{0,836} \\
 &= 111,663
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s' &= \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \times 600 \\
 &= \left(1 - \frac{40}{111,663}\right) \times 600 \\
 &= 385,068 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Menghitung nilai a baru :

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y - A_s' \times f_s'}{0,85 \times f'c \times b} \\
 &= \frac{1416,93 \times 420 - 850,155 \times 385,068}{0,85 \times 30 \times 250} \\
 &= 24,9992 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= (A_s \times f_y - A'_s \times f_s') \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + (A'_s \times f_s') \times (d - d') \\
 M_n &= (1416,93 \times 420 - 850,155 \times 385,068) \times \left(338,5 - \frac{24,992}{2}\right) \\
 &\quad + (850,155 \times 385,068) \times (338,5 - 40) \\
 M_n &= 185002880,5 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Menentukan ϕ dengan cara kontrol penampang

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{24,9992}{0,836} \\
 &= 29,9033 \\
 \epsilon_t &= 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1\right) \\
 &= 0,003 \left(\frac{338,5}{29,9033} - 1\right) \\
 &= 0,03096 > 0,005 \text{ sehingga penampang terkontrol tarik} \\
 &\quad \text{dengan } \phi = 0,9
 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{array}{ll}
 \phi M_n & > M_u \\
 0,9 \times 185002880,5 \text{ Nmm} & > 13437,43 \text{ kgm} \\
 166502592,4 \text{ Nmm} & > 134374300 \text{ Nmm} \quad (\text{ok})
 \end{array}$$

b. Daerah lapangan

Dipasang tulangan tarik 3D19 ($A_s = 850,155 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}
 \text{Cek } \rho &= A_s / b.d \\
 &= 850,155 / (250.388,5) \\
 &= 0,01005
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$$

$$0,00333 < 0,01005 < 0,02235 \quad (\text{OK})$$

Kontrol jarak tulangan

$$\frac{400 - ((2 \times 40) + (2 \times 12) + (3 \times 19))}{3 - 1} = 144,5 \text{ mm}$$

Jarak tulangan $S > S_{\min} = 25 \text{ mm}$

Lebar balok memadai untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris, maka akan direncanakan dipasang dalam 1 baris tulangan 3D19. Sehingga, pada lapangan dipasang tulangan atas (daerah tarik) 3D19 dengan $A_s = 850,155 \text{ mm}^2$.

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.2.2 bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Hal ini untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja.

Tulangan tumpuan bawah (daerah tekan) :

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 850,155 = 425,078 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan 2D19 ($A_s' = 566,77 \text{ mm}^2$)

Kontrol momen nominal penampang balok tumpuan

dihitung dengan asumsi tulangan tekan dan tarik leleh

$$\begin{aligned} a &= \frac{(A_s - A_s') \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\ &= \frac{(850,155 - 566,77) \times 420}{0,85 \times 30 \times 250} \\ &= 11,1131 \text{ mm} \end{aligned}$$

$a = 11,1131 \text{ mm} < d' = 40 \text{ mm}$, sehingga tulangan tekan tidak leleh, dianalisa menggunakan rumus tulangan tunggal :

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{850,155 \times 420}{0,85 \times 30 \times 250} \\
 &= 56,0102 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{56,0102}{0,836} \\
 &= 66,9979
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s' &= \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \times 600 \\
 &= \left(1 - \frac{40}{66,9979}\right) \times 600 \\
 &= 241,78 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Menghitung nilai a baru :

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f_s'}{0,85 \times f'_c \times b} \\
 &= \frac{850,155 \times 420 - 566,77 \times 241,78}{0,85 \times 30 \times 250} \\
 &= 20,5445 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$M_n = (A_s \times f_y - A'_s \times f_s') \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + (A'_s \times f_s') \times (d - d')$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= (850,155 \times 420 - 566,177 \times 241,78) \times \left(388,5 - \frac{20,5445}{2}\right) \\
 &\quad + (566,177 \times 241,78) \times (388,5 - 40)
 \end{aligned}$$

$$M_n = 113124978,1 \text{ Nmm}$$

Menentukan ϕ dengan cara kontrol penampang

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{20,5545}{0,836} \\
 &= 24,5748 \\
 \varepsilon_t &= 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \\
 &= 0,003 \left(\frac{388,5}{24,5748} - 1 \right) \\
 &= 0,03832 > 0,005 \text{ sehingga penampang terkontrol tarik} \\
 &\text{dengan } \phi = 0,9
 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{array}{ll}
 \phi M_n & > M_u \\
 0,9 \times 113124978,1 \text{ Nmm} & > 44502600 \text{ Nmm} \\
 101812480,3 \text{ Nmm} & > 44502600 \text{ Nmm} \quad (\text{ok})
 \end{array}$$

b. Penulangan geser

- Penulangan daerah tumpuan

$$V_u = 89867,6 \text{ N}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$d' = 388,5 \text{ mm}$$

Kuat geser beton:

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 250 \times 338,5 \\
 &= 77251,7 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Faktor reduksi geser ϕ menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.3 sebesar 0,75

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 77251,7 \\
 &= 57938,775 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 0,5 \times \phi V_c &= 0,5 \times 57938,775 \text{ N} \\
 &= 28969,3875 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan:

SNI 2847:2013 Pasal 11.4.7.1 tentang tulangan geser

$V_u > \phi V_c$ maka diperlukan tulangan geser

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.4.5.1 batas spasi untuk tulangan geser tidak boleh melebihi $d/2$

$$S_{\max} = \frac{d'}{2} = \frac{338,5}{2} = 169,25 \text{ mm, diambil jarak sengkang } 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_v &= (2 \times 1/4 \times \pi \times D^2) \\ &= (2 \times 1/4 \times \pi \times 12^2) \\ &= 226,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \times f_y \times d'}{s} \\ &= \frac{226,2 \times 420 \times 338,5}{150} \\ &= 214386,673 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$0,75 \times (77251,7 + 214386,673) \geq 89867,6 \text{ N}$$

$$218728,7799 \text{ N} \geq 89867,6 \text{ N} \quad (\text{ok})$$

Jadi dipakai tulangan geser **2D12 – 150 mm**

- Penulangan daerah lapangan

$$V_u = 56736,5 \text{ N}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$d' = 388,5 \text{ mm}$$

Kuat geser beton:

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 250 \times 338,5 \\ &= 77251,7 \text{ N} \end{aligned}$$

Faktor reduksi geser ϕ menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.3 sebesar 0,75

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 77251,7 \\ &= 57938,775 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0,5 \times \phi V_c &= 0,5 \times 57938,775 \text{ N} \\ &= 28969,3875 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek persyaratan:

SNI 2847:2013 Pasal 11.4.7.1 tentang tulangan geser

$V_u > \phi V_c$ maka diperlukan tulangan geser

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.4.5.1 batas spasi untuk tulangan geser tidak boleh melebihi $d/2$

$$S_{\max} = \frac{d'}{2} = \frac{338,5}{2} = 169,25 \text{ mm, diambil jarak sengkang } 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_v &= (2 \times 1/4 \times \pi \times D^2) \\ &= (2 \times 1/4 \times \pi \times 12^2) \\ &= 226,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \times f_y \times d'}{s} \\ &= \frac{226,2 \times 420 \times 338,5}{150} \\ &= 214386,673 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$0,75 \times (77251,7 + 214386,673) \geq 89867,6 \text{ N}$$

$$218728,7799 \text{ N} \geq 56736,5 \text{ N} \quad (\text{ok})$$

Jadi dipakai tulangan geser **2D12 – 150 mm**

Selanjutnya perhitungan balok anak tipe dan panjang bentang lainnya akan ditabelkan pada tabel 4.12 berikut :

Tabel 4.12 Rekap penulangan balok anak

Kode Balok Anak	Panjang Bentang (<i>l</i>) (mm)	Dimensi (mm)	D Lentur Tumpuan	D Lentur Lapangan	Geser Tumpuan	Geser Lapangan
BA1	6000	200/300	3D19	2D19	2D12-110	2D12-110
			2D19	3D19		
	3500	200/300	2D19	2D19	2D12-115	2D12-115
			2D19	2D19		
	3000	200/300	2D19	2D19	2D12-115	2D12-115
			2D19	2D19		
BA2	8000	250/400	5D19	2D19	2D12-150	2D12-150
			3D19	3D19		
	7500	250/400	4D19	2D19	2D12-150	2D12-150
			4D19	2D19		
	7000	250/400	5D19	2D19	2D12-150	2D12-150
			3D19	2D19		

4.3 Pembebanan Dan Analisa Gempa

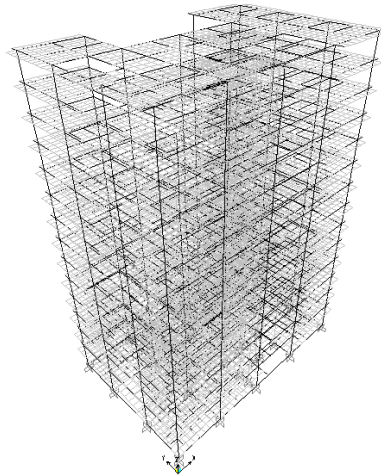
4.3.1 Umum

Perencanaan pembebanan terdiri dari beban gravitasi dan beban gempa. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan pembebanan SNI 1727:2013 dan beban gempa rencana yang digunakan sesuai peraturan gempa SNI 1726:2012. Dalam hal ini beban gempa rencana dicek terhadap kontrol nilai gaya geser dasar (*base shear*), waktu getar alami fundamental (T), simpangan (*drift*), ketidakberaturan torsi, sistem ganda (*Dual System*), partisipasi massa, eksentrisitas tak terduga, P-delta

4.3.2 Data-data perencanaan

Data-data perancangan Gedung Hotel Quest Surabaya adalah sebagai berikut :

Mutu beton (f_c')	: 30 MPa
Mutu baja tulangan (f_y)	: 420 MPa
Fungsi bangunan	: Hotel
Tinggi bangunan	: $\pm 43,00$ m
Jumlah tingkat	: 14 Lantai
Tinggi tiap tingkat	
Lantai dasar	: 4 m
Lantai 1-13	: 3 m
Dimensi balok induk	: 60/40 cm
	: 30/50 cm
Dimensi balok anak	: 25/40 cm
	: 20/30 cm
Dimensi kolom	: 95×95 cm
	: 75×75 cm
	: 65×65 cm



Gambar 4.13 Permodelan 3D Struktur Gedung

4.3.3 Perhitungan berat bangunan total (gravitasi)

Perhitungan berat beban mati bangunan pada masing-masing lantai dapat dilihat pada tabel 4.13 berikut

Tabel 4.13 Berat Total Beban Gravitasi

Lantai	hx (m)	Beban total kg
Dasar	0	650423,7
1	4	917061,2
2	7	816641
3	10	816641
4	13	793385
5	16	770129
6	19	770129
7	22	770129
8	25	770129
9	28	760553
10	31	750977
11	34	750977

Lanjutan Tabel 4.13 Berat Total Beban Gravitasi

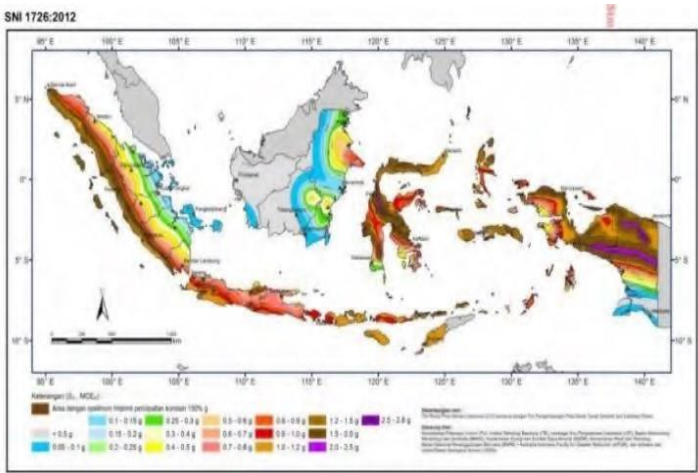
Lantai	hx (m)	Beban total kg
12	37	780409,7
13	40	728692,4
Atap	43	486459,2
Total beban		11332736

Analisa beban gempa

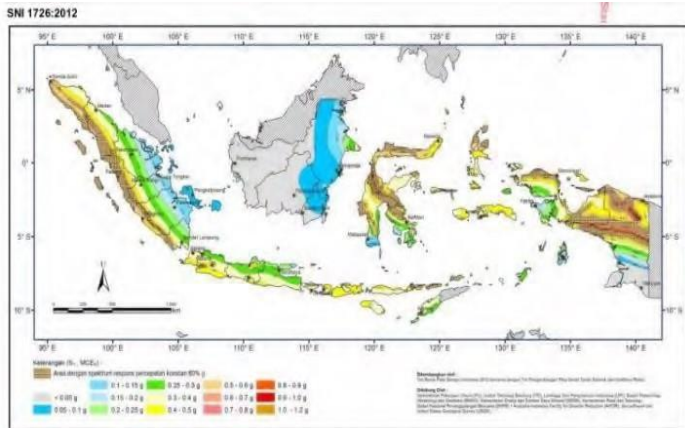
4.3.4 Kategori desain seismik

Dalam menentukan kategori desain seismik (KDS) pada pembangunan gedung Hotel Quest Surabaya dapat diperoleh dari data bangunan serta data tanah yang didapat. Langkah-langkah pengerjaannya adalah :

4.3.4.1 Menentukan nilai spektra percepatan Ss dan S1



Gambar 4.14 Ss, Respons Spektral Percepatan Periode 0,2 Detik



Gambar 4.15 S₁, Respons Spektral Percepatan Periode 1 Detik

Berdasarkan gambar 4.14 dan 4.15 di atas, kota Surabaya memiliki respon spektra percepatan untuk periode pendek 0,2 detik didapat sebesar (SS) 0,65 g, dan untuk periode 1 detik didapat sebesar (S₁) 0,28 g. Parameter spektrum respon percepatan di permukaan tanah dapat diperoleh dengan mengalikan koefisien F_a dan F_v dengan SS dan S₁ di batuan dasar, dituliskan dalam rumus sebagai berikut :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} (F_a \times S_s) \text{ dan } S_{D1} = \frac{2}{3} (F_v \times S_1)$$

Dimana :

S_s = Nilai respon spektra percepatan untuk perioda pendek 0.2 detik di batuan dasar

S₁ = Nilai respon spektra percepatan untuk perioda 1.0 detik di batuan dasar

F_a = Koefisien perioda pendek 0.2 detik

F_v = Koefisien perioda 1.0 detik

4.3.4.2 Kategori resiko bangunan dan faktor keutamaan gempa Ie

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 4.1.2 berdasarkan jenis pemanfaatan bangunan yaitu sebagai apartemen dan hotel, maka bangunan masuk ke dalam kategori resiko II dan memiliki faktor keutamaan gempa Ie = 1.

4.3.4.3 Koefisien situs, Fa dan Fv

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 5.3 dan 5.3.3 berdasarkan data tanah yang diperoleh (data tanah terlampir) serta hasil perhitungan rata-rata nilai N adalah 23,04 dan rata-rata nilai S_U adalah 125 kPa dengan rata-rata nilai Indek Plastis (IP) 19,1075% sehingga didapat kategori jenis tanah adalah tanah sedang kelas situs SD.

Untuk nilai Fa dan Fv didapat dari SNI 1726:2012 Pasal 6.2

Tabel 4.14 Koefisien Situs Fa

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Kelas situs = SD
 S_s = 0,65 g
 Didapatkan nilai Fa = 1,28

Tabel 4.15 Koefisien Situs Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

CATATAN :(a) Untuk nilai-nilai antara S_1 , dapat dilakukan interpolasi linier

(b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Kelas situs = SD
 S1 = 0,28 g
 Didapatkan nilai Fv = 1,84

4.3.4.4 Spektral respon percepatan S_{DS} dan S_{D1}

$$S_{DS} = \frac{2}{3} (1,28 \times 0,65) = 0,555$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} (1,84 \times 0,28) = 0,343$$

Dari data yang telah didapat, maka **kategori desain seismik** gedung Hotel Quest Surabaya dapat diketahui. Menurut SNI 1726:2012 Pasal 6.5 kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik masuk **kategori D** sehingga berdasarkan Pasal 7.2.2 untuk sistem ganda dengan pemikul momen khusus dan dinding struktur beton bertulang khusus batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur adalah TB (tidak dibatasi) dan diperoleh nilai faktor koefisien modifikasi respons (R) = 7, faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5, dan faktor kuat lebih sistem (Ω_0) = 2,5

4.3.5 Periode fundamental struktur (T)

SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2 menyebutkan bahwa penentuan periode fundamental struktur, T, diijinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan, T_a , yang dihitung sesuai dengan Pasal 7.8.2.1, dimana T_a dalam satuan detik untuk

struktur dinding struktur batu bata atau beton diijinkan untuk ditentukan dari persamaan

$$Ta = \frac{0,0062h_n}{\sqrt{C_w}}$$

Dimana h_n adalah ketinggian struktur dalam meter dari dasar sampai tingkat tertinggi struktur dan C_w dihitung dari persamaan sebagai berikut :

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left(\frac{h_n}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{h_i}{D_i} \right)^2 \right]}$$

Dimana :

- AB : Luas dasar struktur, m²
- Ai : Luas badan dinding struktur “i”, m²
- Di : panjang dinding struktur “i”, m
- hi : tinggi dinding struktur “i”, m
- x : jumlah dinding struktur dalam bangunan yang efektif dalam menahan gaya lateral dalam arah yang ditinjau

$$\begin{aligned}
 C_{wx} &= \frac{100}{560,5} \times \left[2 \left(\frac{43}{43} \right)^2 \frac{1,6}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{43}{4} \right)^2 \right]} \right. \\
 &\quad \left. + 2 \left(\frac{43}{43} \right)^2 \frac{1,0}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{43}{2,5} \right)^2 \right]} \right] \\
 &= 0,0075623
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{WY} &= \frac{100}{560,5} \times \left[2 \left(\frac{43}{43} \right)^2 \frac{1,2}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{43}{3} \right)^2 \right]} \right. \\
 &\quad \left. + 2 \left(\frac{43}{43} \right)^2 \frac{1,5}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{43}{3,75} \right)^2 \right]} \right] \\
 &= 0,007356
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{ax} &= \frac{0,0062 \times 43}{\sqrt{0,0075623}} \\
 &= 3,06572 \text{ detik} \\
 T_{ay} &= \frac{0,0062 \times 43}{\sqrt{0,007356}} \\
 &= 3,1084 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Untuk batasan perioda struktur menurut SNI 1726:2012 menyatakan nilai $T < C_u \times T_a$, nilai T didapat dari permodelan pada program SAP 2000 diperoleh 1,199 detik (tabel 4.22), sedangkan nilai C_u diperoleh dari Pasal 7.8.2.1 sebesar 1,4 maka :

$$\begin{aligned}
 T &< C_u \times T_{ax} \\
 1,199 &< 1,4 \times 3,06572 \\
 &< 4,292 \quad \quad \quad (\text{ok})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &< C_u \times T_{ay} \\
 1,199 &< 1,4 \times 3,1084 \\
 &< 4,35176 \quad \quad \quad (\text{ok})
 \end{aligned}$$

4.3.6 Spektrum respon desain

SNI 1726:2012 Pasal 6.4 tentang spektrum respon desain maka kurva harus mengacu dan mengikuti ketentuan :

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\ &= 0,2 \times \frac{0,343}{0,555} \\ &= 0,1236 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\ &= \frac{0,343}{0,555} \\ &= 0,618 \text{ detik} \end{aligned}$$

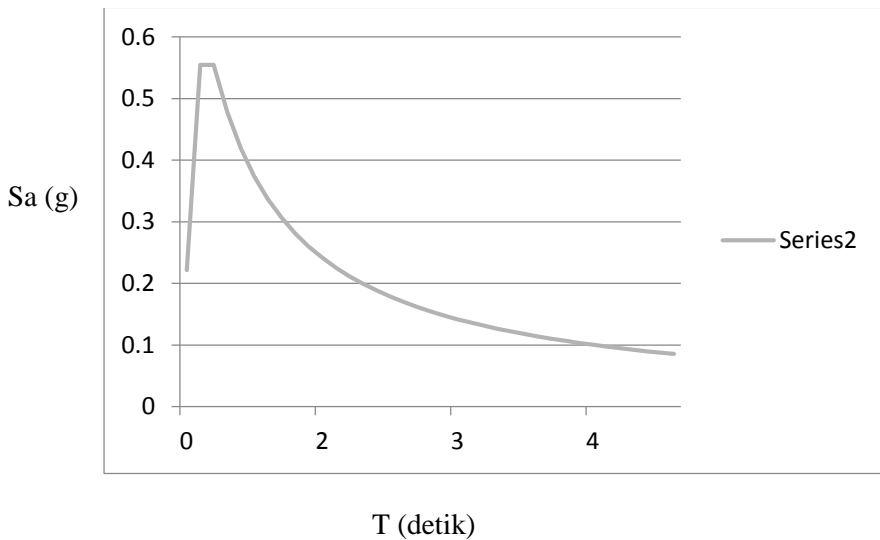
- Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spectrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan :

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

- Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS}
- Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Sehingga respon spektrum gempa yang diperoleh dari data di atas untuk wilayah kota Surabaya dengan kelas tanah sedang dapat dilihat pada gambar 4.16 :



Gambar 4.16 Spektrum Respon Desain

4.3.7 Koefisien respon seismik (C_s)

Koefisien respon seismik (C_s) ditentukan pada SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1 :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Dengan $S_{DS} = 0,555$; $I_e = 1$; $R = 7$. Sehingga nilai

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{0,555}{\left(\frac{7}{1}\right)} \\ &= 0,078 \end{aligned}$$

- Dan nilai C_s tidak lebih dari :

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \\ &= \frac{0,343}{1,199 \left(\frac{7}{1} \right)} \\ &= 0,040867 \end{aligned}$$

- Dan nilai C_s tidak kurang dari :

$$C_s = 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01$$

$$C_s = 0,044 \times 0,555 \times 1 \geq 0,01$$

$$C_s = 0,02442$$

Maka diambil nilai C_s sebesar 0,040867

4.3.8 Perhitungan gaya geser dasar

Gaya geser akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 1726:2012

$$V = C_s \times W$$

Dimana :

C_s = koefisien respons seismic

W = berat seismic efektif

V = $C_s \times W$

$$V = 0,040867 \times 11332736 = 463134,924 \text{ kg}$$

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1 jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85V/V_t$.

Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu SAP 2000 didapatkan gaya geser dasar ragam (V_t) pada tabel 4.16 :

Tabel 4.16 Output Reaksi Dasar Hasil SAP 2000

Output Case	Case Type	Global FX (kgf)	Global FY (kgf)
ENVELOPE	Combination	191475	211275,79

$$\begin{aligned}
 0,85V &= 0,85 \times 463134,924 \text{ kg} \\
 &= 393664,68 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$V_{xt} = 191475 \text{ kg}$$

$$V_{yt} = 211275,79 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V$$

$$191475 \text{ kg} < 393664,68 \text{ kg} \quad (\text{tidak ok})$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V$$

$$211275,79 \text{ kg} < 393664,68 \text{ kg} \quad (\text{tidak ok})$$

Untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala $0.85V/V_t$.

Arah x :

$$\frac{0,85 \times V}{V_{xt}} = \frac{393664,68}{191475} = 2,055$$

Arah y :

$$\frac{0,85 \times V}{V_{yt}} = \frac{393664,68}{211275,79} = 1,8633$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada scale factor untuk Define Respons Spectrum. Kemudian dilakukan running

ulang pada program analisis. Hasil dari running ulang tersebut adalah :

Tabel 4.17 Output Reaksi Dasar Analisis Ulang SAP 2000

Output Case	Case Type	Global FX (kgf)	Global FY (kgf)
Envelope	Combination	413346,35	456091,28

$$0,85V = 0,85 \times 463134,924 \text{ kg} \\ = 393664,68 \text{ kg}$$

$$V_{xt} = 413346,35 \text{ kg}$$

$$V_{yt} = 456091,28 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V \\ 413346,35 \text{ kg} > 393664,68 \text{ kg (ok)}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V \\ 456091,28 \text{ kg} > 393664,68 \text{ kg (ok)}$$

4.3.9 Kontrol drift

Untuk kontrol drift pada SNI 1726:2012 Pasal 7.8.6 tentang penentuan simpangan antar lantai, dirumuskan sebagai berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{xe}}{I}$$

Dimana :

δ_x = defleksi pada lantai ke – x

C_d = faktor pembesaran defleksi (5,5)

I = faktor keutamaan gedung (1)

Untuk struktur Sistem Ganda (*Dual System*), pada SNI 1726:2012 Pasal 7.12.1 simpangan ijin antar lantai dibatasi seperti pada tabel 4.18 berikut :

Tabel 4.18 Simpangan Ijin Lantai

Tingkat	H_{sx} (mm)	Δa (mm) = 0,02 x h_{sx}
Lantai Dasar	4000	80
Lantai 1-Atap	3000	60

Selanjutnya kontrol simpangan (*drift*) struktur tiap tingkat lantai ditabelkan pada tabel 4.19 :

Tabel 4.19 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Dinamik Arah X

Lantai	δ_{xe} (m)*	δ_x (mm) = $\frac{C_d \times \delta_{xe}}{I}$	Drift (Δ) (mm)**	Syarat Drift (Δa) (mm)	Keterangan
1	0,00164	9,02	9,02	80	OKE
2	0,004183	23,0065	13,9865	60	OKE
3	0,007414	40,777	17,7705	60	OKE
4	0,01107	60,885	20,108	60	OKE
5	0,01494	82,17	21,285	60	OKE
6	0,018938	104,159	21,989	60	OKE
7	0,022895	125,9225	21,7635	60	OKE
8	0,026735	147,0425	21,12	60	OKE
9	0,030393	167,1615	20,119	60	OKE
10	0,033847	186,1585	18,997	60	OKE
11	0,037098	204,039	17,8805	60	OKE
12	0,04007	220,385	16,346	60	OKE
13	0,04279	235,345	14,96	60	OKE
Atap	0,045325	249,2875	13,9425	60	OKE

* δ_{xe} : hasil defleksi lantai dari program SAP

** Drift (Δ) : δ_{x_n} – δ_{x_(n-1)}

Tabel 4.20 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Dinamik Arah Y

Lantai	δ_{xe} (m)*	δ_x (mm) $= \frac{C_d \times \delta_{xe}}{I}$	Drift (Δ) (mm)**	Syarat Drift (Δ_a) (mm)	Keterangan
1	0,001656	9,108	9,108	80	OKE
2	0,00377	20,735	11,627	60	OKE
3	0,006485	35,6675	14,9325	60	OKE
4	0,00955	52,525	16,8575	60	OKE
5	0,012821	70,5155	17,9905	60	OKE
6	0,01624	89,32	18,8045	60	OKE
7	0,019736	108,548	19,228	60	OKE
8	0,023254	127,897	19,349	60	OKE
9	0,026706	146,883	18,986	60	OKE
10	0,030039	165,2145	18,3315	60	OKE
11	0,033255	182,9025	17,688	60	OKE
12	0,036286	199,573	16,6705	60	OKE
13	0,03915	215,325	15,752	60	OKE
Atap	0,041858	230,219	14,894	60	OKE

* δ_{xe} : hasil defleksi lantai dari program SAP

** Drift (Δ) : $\delta_{xn} - \delta_{x(n-1)}$

4.3.10 Kontrol ketidakberaturan torsi

Struktur bangunan gedung harus diklasifikasikan sebagai beraturan atau tidak beraturan. Klasifikasi tersebut harus didasarkan pada konfigurasi horizontal dan vertikal dari struktur bangunan gedung. Pada sub bab ini ditinjau dari segi torsi yang terjadi pada gedung. Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.3.2.1 disebutkan bahwa simpangan antar lantai tingkat maksimum di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu dibatasi sesuai yang dicantumkan dalam tabel 10 pada SNI.

$$\delta \text{ rata-rata} = \frac{\delta_A + \delta_B}{2}$$

Dari hasil permodelan didapatkan $\delta_{\max} = \delta_A = 45,325 \text{ mm}$ dan $\delta_B = 45,05 \text{ mm}$, maka $\delta_{\text{rata-rata}} = \frac{45,325 + 45,05}{2} = 45,1875 \text{ mm}$.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.3.2.1 tabel 10 dikarenakan :

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &< 1,2 \delta_{\text{rata-rata}} \\ 45,325 \text{ mm} &< 1,2 \times 45,1875 \text{ mm} \\ 45,325 \text{ mm} &< 54,225 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka struktur tidak mengalami ketidakberaturan torsial tipe 1a maupun tipe 1b.

4.3.11 Kontrol sistem ganda (*dual system*)

Sistem ganda merupakan sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh space frame (rangka), sedangkan beban lateralnya dipikul bersama oleh space frame dan shear wall (Dinding struktur/Dinding Struktur). Space frame sekurang-kurangnya memikul 25% dari beban lateral dan sisanya dipikul oleh shear wall.

Kemampuan dari Shearwall dan Rangka Gedung dalam menerima beban geser nominal akibat gempa rencana tersebut bisa dilihat pada tabel 4.21

Tabel 4.21 Nilai Cek Persentase Antara Base Shear Frame dan Shear Wall Dari Kombinasi Beban Gempa

No	Kombinasi	Prosentase dalam menahan beban gempa			
		Fx		Fy	
		Kolom	Shearwall	Kolom	Shearwall
1	RS X, RS Y	25,30 %	74,70 %	26,59 %	73,41 %
2	1,2D+1L+1EX+0,3EY	27,73 %	72,27 %	27,56 %	72,44 %
3	1,2D+1L+1EY+0,3EX	32,07 %	67,93 %	27,19 %	72,81 %
4	0,9D+1EX	27,05 %	72,95 %	27,42 %	72,58 %
5	0,9D+1EY	29,93 %	70,07 %	27,15 %	72,85 %

Prosentse rangka pemikul momen (kolom) dalam menerima beban lateral sudah memenuhi syarat Dual System yaitu minimal memikul 25 % beban gempa.

4.3.12 Kontrol partisipasi massa

Sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.1 jumlah ragam vibrasi/mode shape yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa (Modal participating Mass Ratios) dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang – kurangnya 90 %.

Tabel 4.22 Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,199356	0,679	0,000216
MODAL	Mode	2	1,067685	0,679	0,669
MODAL	Mode	3	0,782845	0,679	0,669
MODAL	Mode	4	0,347893	0,817	0,669
MODAL	Mode	5	0,312092	0,817	0,823
MODAL	Mode	6	0,22937	0,817	0,823
MODAL	Mode	7	0,168871	0,873	0,823
MODAL	Mode	8	0,156677	0,873	0,831
MODAL	Mode	9	0,155457	0,874	0,877
MODAL	Mode	10	0,147969	0,874	0,877
MODAL	Mode	11	0,13627	0,874	0,877
MODAL	Mode	12	0,122202	0,874	0,877
MODAL	Mode	13	0,1142	0,874	0,877
MODAL	Mode	14	0,112253	0,874	0,877
MODAL	Mode	15	0,111629	0,874	0,877
MODAL	Mode	16	0,110898	0,874	0,877
MODAL	Mode	17	0,110321	0,874	0,877

Lanjutan Tabel 4.22 Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	18	0,110192	0,874	0,877
MODAL	Mode	19	0,109985	0,874	0,877
MODAL	Mode	21	0,109175	0,874	0,877
MODAL	Mode	22	0,108927	0,874	0,877
MODAL	Mode	23	0,108693	0,874	0,877
MODAL	Mode	24	0,108455	0,874	0,877
MODAL	Mode	25	0,10826	0,874	0,877
MODAL	Mode	26	0,107989	0,874	0,877
MODAL	Mode	27	0,107807	0,874	0,877
MODAL	Mode	28	0,106178	0,874	0,877
MODAL	Mode	29	0,104845	0,89	0,88
MODAL	Mode	30	0,103906	0,9	0,88
MODAL	Mode	31	0,102852	0,9	0,881
MODAL	Mode	32	0,10253	0,9	0,883
MODAL	Mode	33	0,101419	0,9	0,884
MODAL	Mode	34	0,101245	0,901	0,886
MODAL	Mode	35	0,100866	0,903	0,902

Dari tabel 4.22 didapatkan bahwa dalam penjumlahan respons ragam menghasilkan respons total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y. Dengan demikian ketentuan menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.9.1 terpenuhi.

4.3.13 Kontrol P-delta

Pengaruh P-delta pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas (Θ) seperti

ditentukan oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,10 (SNI 1726:2012 Pasal 7.8.7):

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

Keterangan:

- P_x = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x, dinyatakan dalam kilo newton (kN); bila menghitung P_x , faktor beban individu tidak perlu melebihi 1,0;
- Δ = adalah simpangan antar lantai tingkat desain seperti didefinisikan dalam SNI 1726:2012 Pasal 7.8.6, terjadi secara serentak dengan V_x , dinyatakan dalam milimeter (mm)
- I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 4.1.2
- V_x = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan x-1 (kN)
- h_{sx} = tinggi tingkat di bawah tingkat x, dinyatakan dalam milimeter (mm);
- C_d = faktor pembesaran defleksi dalam SNI 1726:2012 Tabel 9.

Tabel 4.23 P-delta arah X

Lantai	Drift	V statik	Beban / lantai	Kumulatif Beban	θ
	mm	kN	kN	kN	
1	1,64	0,746	84,606	943,26	0,0942563
2	4,183	1,113	72,133	858,66	0,0838171
3	7,414	1,590	72,133	786,52	0,0666784
4	11,07	2,067	72,133	714,39	0,0535079
5	14,94	2,462	69,808	642,26	0,0442867
6	18,938	2,826	67,482	572,45	0,0367056
7	22,895	3,273	67,482	504,97	0,0291962
8	26,735	3,719	67,482	437,49	0,0228735
9	30,393	4,165	67,482	370,00	0,0175320
10	33,847	4,546	66,524	302,52	0,0132108
11	37,098	4,914	65,567	236,00	0,0095273
12	40,07	5,182	63,536	170,43	0,0064758
13	42,79	5,626	63,802	106,89	0,0036957
Atap	45,325	4,084	43,091	43,09	0,0020219

Tabel 4.24 P-delta arah Y

Lantai	Drift	V statik	Beban / lantai	Kumulatif Beban	Θ
	mm	kN	kN	kN	
1	1,656	0,746	84,606	943,26	0,0951759
2	3,77	1,113	72,133	858,66	0,0755416
3	6,485	1,590	72,133	786,52	0,0583234
4	9,55	2,067	72,133	714,39	0,0461608
5	12,821	2,462	69,808	642,26	0,0380053
6	16,24	2,826	67,482	572,45	0,0314763
7	19,736	3,273	67,482	504,97	0,0251678
8	23,254	3,719	67,482	437,49	0,0198952
9	26,706	4,165	67,482	370,00	0,0154052
10	30,039	4,546	66,524	302,52	0,0117245
11	33,255	4,914	65,567	236,00	0,0085404
12	36,286	5,182	63,536	170,43	0,0058643
13	39,15	5,626	63,802	106,89	0,0033813
Atap	41,858	4,084	43,091	43,09	0,0018672

Dari tabel 4.23 dan 4.24 diatas diketahui nilai P-delta $\leq 0,1$ sehingga pengaruh P-delta tidak diperhitungkan

4.3.14 Eksentrisitas tak terduga

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.4 disebutkan bahwa eksentrisitas sesungguhnya dari denah titik pusat massa struktur harus ditambahkan dengan eksentrisitas tak terduga yang diambil besarnya 5% dari ukuran maksimum bangunan tegak lurus dengan arah gaya yang ditinjau. Sehingga dalam permodelan gempa dinamis arah X dan arah Y masing masing ditambahkan faktor pembesaran eksentrisitas tak terduga sebesar 5%.

4.4 Perencanaan Struktur Utama Non Prategang

4.4.1 Umum

Perencanaan struktur utama non prategang ini meliputi perencanaan dinding struktur, balok induk, kolom, serta hubungan balok kolom. Perhitungan yang dilakukan mengacu pada ketentuan SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa. Perencanaan Gedung Hotel Quest Surabaya secara keseluruhan konstruksinya menggunakan beton bertulang biasa, sehingga diperlukan ketelitian antara pengaplikasian software bantu sipil untuk perhitungan gaya-gaya pada bab pembebanan dan perhitungan kebutuhan penulangan secara manual.

4.4.2 Perencanaan balok induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Di dalam preliminary desain gedung Hotel Quest Surabaya direncanakan beberapa balok induk pada tabel 4.25 berikut :

Tabel 4.25 Dimensi-Dimensi Balok Induk

Kode Balok Induk	Panjang Bentang (l) (mm)	h min (mm)	bmin (mm)	h pakai (mm)	b pakai (mm)	Dimensi (mm)
B1	8000	500	333,333	600	400	600/400
	7500	468,75	312,5	600	400	600/400
	7000	437,5	291,667	600	400	600/400
B2	6000	375	250	500	300	500/300

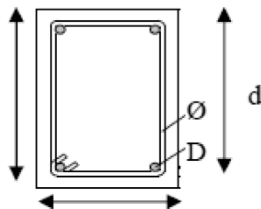
4.4.2.1 Perencanaan tulangan balok induk eksterior

A. Perencanaan tulangan lentur

Data Perencanaan Tulangan Lentur Balok Induk B1 bentang 7,5 m eksterior :

Data perencanaan yang diperlukan meliputi mutu bahan, dimensi balok, serta diameter tulangan yang digunakan

- Dimensi : 40/60
- Tebal decking (d') : 40 cm
- SNI 2847:2013 Pasal (7.7)
- Tulangan lentur (D) : 22 mm
- Tulangan sengkang (D) : 13 mm
- Mutu Tulangan (f_y) : 420 Mpa
- Mutu sengkang (f_y) : 420 Mpa
- Mutu beton (f'_c) : 30 Mpa



$$d = h - (\text{decking} + D_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} \cdot D_{\text{tul. utama}})$$

$$= 600 - (40 + 13 + 0,5 \times 22) = 536 \text{ mm}$$

Menentukan harga β_1

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7}$$

(SNI 2847:2013 Pasal (10.2.7.3))

$$= 0,85 - 0,05 (30 - 28) / 7 = 0,836$$

Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :

Mencari ρ balance

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f_{rc}}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

(SNI 2847:2013 lampiran B (8.4.2))

$$= 0,0298$$

Mencari ρ maksimum

$$\rho_{\max} = 0,025 \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal (21.5.2.1)})$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (\text{SNI 2847:2013 lampiran B (10.3.3)})$$

$$= 0,02235$$

Di pakai ρ maksimum yang lebih kecil = 0,02235

Mencari ρ minimum (SNI 2847:2013 Pasal (10.5.1))

$$\rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{f'c}}{f_y} = 0,00326$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,00333$$

Dari kedua harga ρ_{\min} tersebut, diambil harga yang terbesar = 0,00333

Harga Momen ultimate yang digunakan didapat dari Output program bantu SAP. Kombinasi yang digunakan adalah **Envelope** karena kombinasi beban tersebut yang memberi dampak momen terbesar untuk balok induk

Momen tumpuan negative maksimum -26605,48 kgm

Momen tengah lapangan positif maksimum 12671,84 kgm

Momen tumpuan positif maksimum 15246,98 kgm

a. Daerah tumpuan

Dipasang tulangan tarik 4D22 ($A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} \text{Cek } \rho &= A_s / b \cdot d \\ &= 1519,76 / (400 \cdot 536) \\ &= 0,0070884 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$$

$$0,00333 < 0,0070884 < 0,02235 \quad (\text{OK})$$

Kontrol jarak tulangan

$$\frac{400 - ((2 \times 40) + (2 \times 13) + (4 \times 22))}{4 - 1} = 68,666 \text{ mm}$$

Jarak tulangan $S < S_{\min} = 25 \text{ mm}$

Lebar balok memadai untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris, maka akan direncanakan dipasang dalam 1 baris tulangan 4D22. Sehingga, pada tumpuan dipasang tulangan atas (daerah tarik) 4D22 dengan $A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$.

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.2.2 bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Hal ini untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja.

Tulangan tumpuan bawah (daerah tekan) :

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 1519,76 = 759,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan 3 D22 ($A_s' = 1139,82 \text{ mm}^2$) untuk mengakoodir tulangan positif maksimum di tumpuan

Kontrol momen nominal penampang balok tumpuan

dihitung dengan asumsi tulangan tekan dan tarik leleh

$$\begin{aligned} a &= \frac{(A_s - A_s') \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\ &= \frac{(1519,76 - 1139,82) \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} \\ &= 15,64459 \text{ mm} \end{aligned}$$

a = 15,65 mm < $d' = 40 \text{ mm}$, sehingga tulangan tekan tidak leleh, sehingga dinalisis dengan menggunakan tulangan tunggal

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\
 &= \frac{1519,76 \times 420}{0,85 \times 30 \times 250} \\
 &= 62,578 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{62,578}{0,836} \\
 &= 74,85
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s' &= \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \times 600 \\
 &= \left(1 - \frac{40}{74,85}\right) \times 600 \\
 &= 279,3779 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Menghitung nilai a baru :

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f_s'}{0,85 \times f'_c \times b} \\
 &= \frac{1519,76 \times 420 - 1139,82 \times 279,3779}{0,85 \times 30 \times 400} \\
 &= 31,35 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= (A_s \times f_y - A'_s \times f_s') \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + (A'_s \times f_s') \times (d - d') \\
 Mn &= (1519,76 \times 420 - 1139,82 \times 279,3779) \times \left(536 - \frac{31,35}{2}\right) \\
 &\quad + (1139,82 \times 279,3779) \times (536 - 40) \\
 Mn &= 324375574,7 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Menentukan ϕ dengan cara kontrol penampang

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{31,35}{0,836} \\
 &= 37,51 \\
 \varepsilon_t &= 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \\
 &= 0,003 \left(\frac{536}{37,51} - 1 \right) \\
 &= 0,0398 > 0,005 \text{ sehingga penampang terkontrol tarik} \\
 &\text{dengan } \phi = 0,9
 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{array}{ll}
 \phi M_n & > M_u \\
 0,9 \times 324375574,7 \text{ Nmm} & > 266054800 \text{ Nmm} \\
 291938017,2 \text{ Nmm} & > 266054800 \text{ Nmm} \quad (\text{ok})
 \end{array}$$

b. Daerah lapangan

Dipasang tulangan tarik 3D22 ($A_s = 1139,82 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}
 \text{Cek } \rho &= A_s / b.d \\
 &= 1139,82 / (400.536) \\
 &= 0,0053
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$$

$$0,00333 < 0,0053 < 0,02235 \quad (\text{OK})$$

Kontrol jarak tulangan

$$\frac{400 - ((2 \times 40) + (2 \times 13) + (3 \times 22))}{3 - 1} = 114 \text{ mm}$$

Jarak tulangan $S < S_{\min} = 25 \text{ mm}$

Lebar balok memadai untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris, maka akan direncanakan dipasang dalam 1 baris tulangan 3D22. Sehingga, pada tumpuan dipasang tulangan atas (daerah tarik) 3D22 dengan $A_s = 1139,82 \text{ mm}^2$.

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.2.2 bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Hal ini untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja (gempa bolak-balik)

Tulangan tumpuan bawah (daerah tekan) :

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 1139,82 = 569,91 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan 2 D22 ($A_s' = 759,8 \text{ mm}^2$)

Kontrol momen nominal penampang balok lapangan

dihitung dengan asumsi tulangan tekan dan tarik leleh

$$\begin{aligned} a &= \frac{(A_s - A_s') \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\ &= \frac{(1139,82 - 759,8) \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} \\ &= 14,899 \text{ mm} \end{aligned}$$

$a = 14,9 \text{ mm} < d' = 40 \text{ mm}$, sehingga tulangan tekan tidak leleh, dianalisa menggunakan rumus tulangan tunggal :

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\ &= \frac{1139,82 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} \\ &= 46,933 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{46,933}{0,836} \\ &= 56,14 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s' &= \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \times 600 \\
 &= \left(1 - \frac{40}{56,14}\right) \times 600 \\
 &= 172,503 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Menghitung nilai a baru :

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f_s'}{0,85 \times f'_c \times b} \\
 &= \frac{1139,82 \times 420 - 759,88 \times 172,503}{0,85 \times 30 \times 400} \\
 &= 34,08256 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= (A_s \times f_y - A'_s \times f_s') \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + (A'_s \times f_s') \times (d - d') \\
 M_n &= (1139,82 \times 420 - 759,88 \times 172,503) \times \left(536 - \frac{34,0825}{2}\right) \\
 &\quad + (759,88 \times 172,503) \times (536 - 40) \\
 M_n &= 245428720,3 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Menentukan ϕ dengan cara kontrol penampang

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{34,0825}{0,836} \\
 &= 40,76 \\
 \epsilon_t &= 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1\right) \\
 &= 0,003 \left(\frac{536}{40,76} - 1\right) \\
 &= 0,03644 > 0,005 \text{ sehingga penampang terkontrol tarik} \\
 &\quad \text{dengan } \phi = 0,9
 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}\phi M_n &> M_u \\ 0,9 \times 245428720,3 \text{ Nmm} &> 126718400 \text{ Nmm} \\ 220885848,3 \text{ Nmm} &> 126718400 \text{ Nmm} \quad (\text{ok})\end{aligned}$$

B. Perencanaan tulangan geser

Perhitungan Tulangan Geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probable.

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.4 yaitu gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maximum M_{pr} , harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor serta V_e harus dicari dari nilai terbesar akibat beban gempa arah ke kanan dan ke kiri.

Besarnya momen probable dipengaruhi oleh disain kemampuan tulangan lenturnya. Harga momen probable dapat dicari dengan rumus :

$$a = \frac{A_s \times (1,25 \times f_y)}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$M_{pr} = A_s (1,25 \times f_y) \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Perhitungan Momen probable dapat dilihat dalam tabel 4.26

Tabel 4.26 Perhitungan Momen Probable

posisi		tulangan	D	As	a	MP _r	
		n	mm	mm ²	mm	Nmm	kgm
gempa kanan	+	4	22	1.520	78	396.454.439	39.645
	-	3	22	1.140	59	303.191.959	30.319
gempa kiri	+	4	22	1.520	78	396.454.439	39.645
	-	3	22	1.140	59	303.191.959	30.319

Beban terbagi rata pada pelat lantai (Wu)

Dari perhitungan pembebanan didapat

Beban mati	: 410 kg/m ²
Beban hidup	: 250 kg/m ²
Beban Balok	: 2400 x 0,40 x 0,6 = 576 kg/m
Beban Balok	: (2400 x 0,2 x 0,3 x 1)/7 = 20,57 kg/m
Anak	: (2400 x 0,25 x 0,4 x 3,5)/7 = 120 kg/m
Beban Dinding	: (250 x 2,6) = 650 kg/m

Lebar bentang = 6,5 m

Beban terbagi rata ultimate (Wu)

$$\begin{aligned} W_u &= ((1,2D + 1,0 L) \times \text{lebar bentang}) + (1,0 W_{\text{balok/m}} \cdot L_{\text{balok}}) \\ &= 3963,57 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Perhitungan gaya geser akibat gempa kiri dan kanan baik (+) maupun (-) memiliki nilai yang sama, maka dihitung salah satu sisi saja

Analisa terhadap Gempa :

$$\begin{aligned} V_e &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - \frac{W_u \times Ln}{2} \\ &= \frac{39645 + 30319}{7,5 - 2(0,5 \times 0,75)} - \frac{3963,57 \times 7,5}{2} \\ &= -3011,916 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_e &= \frac{M_{r1} + M_{pr2}}{Ln} + \frac{W_u \times Ln}{2} \\ &= \frac{39645 + 30319}{7,5 - 2(0,5 \times 0,75)} + \frac{3963,57 \times 7,5}{2} \\ &= 23742,18 \text{ kg} \end{aligned}$$

Pemasangan tulangan geser

a. Pemasangan sengkang balok di daerah sendi plastis (tumpuan) :

Tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, bila :

1. Gaya geser akibat gempa $> 0,5 \times$ total geser akibat kombinasi gempa dan gravitasi

$$\frac{M_{r1} + M_{pr2}}{Ln} > 0,5 \times \left(\frac{M_{r1} + M_{pr2}}{Ln} + \frac{W_u \times Ln}{2} \right)$$

$$\frac{39645+30319}{7,5-2(0,5 \times 0,75)} = 10365,13 \text{ kg} > 0,5 \times \left(\frac{39645+30319}{7,5-2(0,5 \times 0,75)} + \frac{3963,57 \times 7,5}{2} \right)$$

$$9571,82 \text{ kg} > 11871,09 \text{ Kg}$$

(NOT OK)

2. Gaya aksial tekan $< (A_g \times f'_c) / 20$

$$32937,8 \text{ N} < (400 \times 600 \times 30) / 20 = 360000 \text{ N}$$

(OK)

Dari kedua syarat diatas terdapat bahwa hanya pada syarat nomor 2 yang memenuhi syarat V_c di anggap 0 namun tidak untuk syarat nomor 1. Sehingga dalam perencanaan tulangan geser V_c boleh digunakan sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2.

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 400 \times 536 = 195171,805 \text{ N}$$

Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847:2013. Pasal. 21.5.3.2:

1. $d/4$ = 133,625 mm
2. $6 \times D$ utama = 150 mm
3. 150 mm

Direncanakan sengkang 2 kaki D 13 mm jarak 130mm

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = 265 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

$$= \frac{265 \times 420 \times 536}{130}$$

$$= 458898,5 \text{ N}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$0,75 \times (195171,80 + 458898,5) \geq 23742,18 \text{ kg}$$

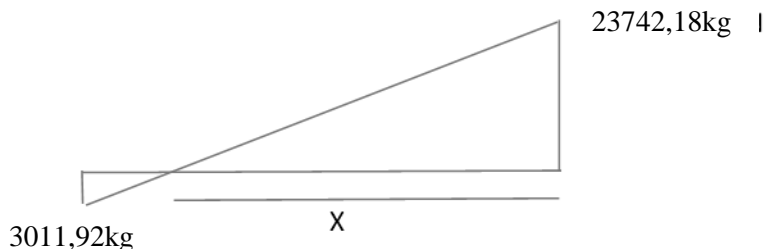
$$489589,523 \text{ N} \geq 237421,8 \text{ N} \quad (\text{ok})$$

Jadi dipakai tulangan geser **2D13 – 130 mm**

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang direncanakan dan memenuhi seluruh syarat, yaitu = 130mm.

Sengkang dipasang sepanjang $2h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$ dari muka kolom. Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

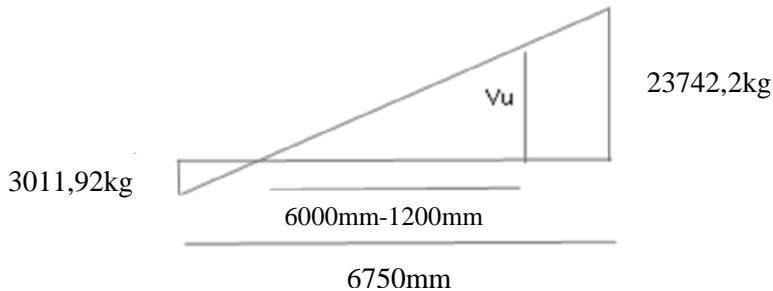
b. Pemasangan sengkang diluar daerah sendi plastis (lapangan)



Dengan perbandingan segitiga, didapat $x = 5,99 \text{ m} = 6000 \text{ mm}$

$$\frac{23742,2}{x} = \frac{3011,92}{(7,5 - 2(0,5 \cdot 0,75)) - x}$$

$$x = 6 \text{ m}$$



Gaya geser rencana diluar 2h dari muka kolom (diluar sendi plastis) didapat dengan perbandingan segitiga sebagai berikut :

$$\frac{23742,2}{6000} = \frac{V_u}{6000 - 1200}$$

$$V_u = 18993,76 \text{ kg}$$

Sehingga untuk sengkang diluar sendi plastis di gunakan V_u sebesar 18993,76kg

$$V_c = \frac{b \times d \times \sqrt{f'_c}}{6} = 195171,80 \text{ N}$$

Faktor reduksi geser ϕ menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.3 sebesar 0,75

$$\phi V_c = 0,75 \times 195171,8$$

$$= 146378,85 \text{ N}$$

$$0,5 \times \phi V_c = 0,5 \times 146378,85 \text{ N}$$

$$= 73189,425 \text{ N}$$

Cek persyaratan:

SNI 2847:2013 Pasal 11.4.7.1 tentang tulangan geser

$V_u > \phi V_c$ maka diperlukan tulangan geser

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.4.5.1 batas spasi untuk tulangan geser tidak boleh melebihi $d/2 = 267,25 \text{ mm}$

Diambil jarak sengkang yang terkecil sebagai jarak yang menentukan, yaitu $s = 267,25 \text{ mm}$

Untuk memudahkan pekerjaan dilapangan, maka diambil **jarak sengkang diluar sendi plastis = 250 mm**

Digunakan sengkang 2D13 mm, maka:

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = 265,464 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \times f_y \times d_l}{s} \\ &= \frac{265,464 \times 420 \times 536}{250} \\ &= 238376,0534 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$0,75 \times (195171,8 + 238376,0534) \geq 18993,76 \text{ kg}$$

$$325160,89 \text{ N} \geq 189937,6 \text{ N (ok)}$$

Jadi dipakai tulangan geser **2D13 – 250 mm**

Resume perhitungan penulangan geser

Bentang 7,5 meter

Tumpuan : 2 D 13 – 130

Lapangan : 2 D 13 – 250

C. Penulangan torsi balok

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor T_u memenuhi syarat sebagai berikut:

$$\text{Tu kurang dari } \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana :

A_{cp} = Luas penampang keseluruhan

P_{cp} = keliling penampang keseluruhan

λ = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 ps1 8.6.1

Φ = 0.75(faktor reduksi beban torsi)
(SNI 2847:2013 Pasal 9)

Untuk menentukan harga Torsi yang akan digunakan dalam perhitungan, digunakan program bantu SAP 2000, Tu dipilih dengan cara gabungan nilai torsi pada balok dengan panjang bentang yang sama (torsi envelope), dalam contoh perhitungan ini adalah bentang 8 meter. Didapat dari SAP **Torsi = 8839,34kgm**

Kontrol kebutuhan torsi:

$$T_u \leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$A_{cp} = b \times h = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(b+h) = 2(400 + 600) = 2000 \text{ mm}$$

$$T_u = 8839,34 \text{ kgm}$$

$$T_n = T_u / \Phi = 88393400 / 0,9 = 98214888,89 \text{ Nmm}$$

$$98214888,89 \text{ Nmm} < 0,75 \times 0,083 \times 1 \times \sqrt{30} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} = 9819570,011 \text{ Nmm}$$

(tidak memenuhi)

Persyaratan diatas tidak memenuhi, maka balok induk memerlukan tulangan torsi

1. Penulangan torsi sengkang

Aoh (luas batas daerah sengkang terluar)

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (400-2 \times 40) \times (600-2 \times 40) \\ &= 166400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Ph (keliling batas sengkang terluar)

$$P_h = 2((400-2 \times 40) + (600-2 \times 40))$$

$$= 1680 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 166400 \text{ mm}^2 \\ &= 141440 \text{ mm}^2 \\ S &= 1000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan Luas sengkang torsi permeter: (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6)

$$\begin{aligned} \frac{A_{vt}}{s} &= \frac{T_n}{2 \times A_{oh} \times f_y \times \cot 45^\circ} \\ \frac{A_{vt}}{1000} &= \frac{98214888,89}{2 \times 166400 \times 420 \times \cot 45^\circ} \end{aligned}$$

$$A_{vt} = 702,659 \text{ mm}^2$$

Tulangan sengkang balok sebelum torsi : 2D13-130 (tumpuan)

$$\begin{aligned} \text{Luas sengkang permeter (Avs)} &= (n \times 0,25\pi d^2 \times S)/s \\ &= (2 \times 0,25\pi 13^2 \times 1000)/130 \\ &= 2042,035 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol luas sengkang geser dan torsi (SNI 2847:2013 Pasal 11.4.6.3) :

$$A_{vs} + A_{vt} = 2042,035 + 702,659 = 2744,69 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} 1. A_{vs} + A_{vt} &> \frac{75\sqrt{f'c}}{1200} \times \frac{b \times s}{f_y} \\ 2744,69 &> \frac{75\sqrt{30}}{1200} \times \frac{400 \times 1000}{420} \\ 2744,69 &> 326,025 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. A_{vs} + A_{vt} &> \frac{b \times s}{3 \times f_y} \\ 2744,69 &> \frac{400 \times 1000}{3 \times 420} \\ 2744,69 &> 317,46 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Jarak sengkang total (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.6.1) :

$$1. S = \frac{n \times 0,25 \times \pi \times d^2 \times S}{A_{vs} + A_{vt}}$$

$$S = \frac{2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{2744,69}$$

$$= 96,72 \text{ mm}$$

$$2. S = Ph/8 = 1680/8 = 210 \text{ mm}$$

$$3. S \leq 300 \text{ mm}$$

Diambil jarak terkecil = $96,72 \approx 95 \text{ mm}$

Digunakan $s = 95 \text{ mm}$

Sehingga **tulangan sengkang setelah ditambah torsi dipakai 2 D13-95mm**

Tulangan sengkang balok diluar sendi plastis sebelum torsi : 2D13-250

(lapangan)

Dengan cara yang sama, sehingga **tulangan sengkang setelah ditambah torsi dipakai 2D13-150**

2. Penulangan torsi lentur

(SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.7.)

$$A_t = \frac{A_{vt}}{s} \times Ph \times \frac{f_{y \text{ geser}}}{f_{y \text{ lentur}}} \times \cot^2 45^\circ$$

$$A_t = \frac{702,659}{1000} \times 1680 \times \frac{420}{420} \times \cot^2 45^\circ$$

$$A_t = 1180,46 \text{ mm}^2$$

Tulangan lentur balok sebelum torsi:

Tarik 4 D22 ($A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$)

Tekan 3 D22 ($A_s' = 1139,82 \text{ mm}^2$)

$A_s \text{ total} = 2659,58 \text{ mm}^2$

Kontrol luas penampang torsi (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.5.3) :

$$\begin{aligned}\text{Luas penampang torsi total} &= (A_t + A_{st}) \\ &= 1180,46 + 2659,58 \\ &= 3840,04 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$A_t + A_{st} > \frac{5 \times \sqrt{f_r c} \times A_{cp}}{12 \times f_y \text{ lentur}} - \left(\frac{A_{vt}}{s} \right) \times Ph \times \frac{f_y \text{ geser}}{f_y \text{ lentur}}$$

$$\begin{aligned}A_t + A_{st} &> \frac{5 \times \sqrt{30} \times 240000}{12 \times 420} - \left(\frac{702,659}{1000} \right) \times 1680 \times \frac{420}{420} \\ 3840,04 &> 123,634 \text{ (ok)}\end{aligned}$$

Jumlah tulangan torsi: (**D22mm**)

$$\begin{aligned}n &= \frac{A_t}{0,25 \times \pi \times d^2} \\ n &= \frac{1180,46}{0,25 \times \pi \times 22^2} \\ &= 3,1 \sim 4 \text{ buah}\end{aligned}$$

Ditaruh di kanan 2 tulangan dan dikiri 2 tulangan

Resume perhitungan penulangan balok induk memanjang 400/600 bentang 7,5m ekterior

Tulangan lentur

Tumpuan atas = 4 D 22

Tumpuan bawah = 3 D 22

Lapangan atas = 2 D 22

Lapangan bawah = 3 D 22

Tulangan geser

Sendi Plastis = 2 D 13 – 95

Diluar Sendi Plastis = 2 D 13 – 150

Tulangan torsi

Sisi kiri = 2 D 22

Sisi kanan = 2 D 22

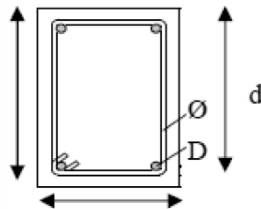
4.4.2.2 Perencanaan tulangan balok induk interior

A. Perencanaan tulangan lentur

Data Perencanaan Tulangan Lentur Balok Induk B1 bentang 8m interior :

Data perencanaan yang diperlukan meliputi mutu bahan, dimensi balok, serta diameter tulangan yang digunakan

- Dimensi : 40/60
- Tebal decking (d') : 40 cm
- SNI 2847:2013 Pasal (7.7)
- Tulangan lentur (D) : 22 mm
- Tulangan sengkang (D) : 13 mm
- Mutu Tulangan (f_y) : 420 Mpa
- Mutu sengkang (f_y) : 420 Mpa
- Mutu beton (f'_c) : 30 Mpa



$$d = h - (\text{decking} + D_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} D_{\text{tul. utama}})$$

$$= 600 - (40 + 13 + 0,5 \times 22) = 536 \text{ mm}$$

Menentukan harga β_1

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7}$$

(SNI 2847:2013 Pasal (10.2.7.3))

$$= 0,85 - 0,05 (30 - 28) / 7 = 0,836$$

Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :

Mencari ρ balance

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600+f_y} \right)$$

(SNI 2847:2013 lampiran B (8.4.2))

$$= 0,0298$$

Mencari ρ maksimum

$$\rho_{\max} = 0,025 \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal (21.5.2.1)})$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (\text{SNI 2847:2013 lampiran B (10.3.3)})$$

$$= 0,02235$$

Di pakai ρ maksimum yang lebih kecil = 0,02235

Mencari ρ minimum (SNI 2847:2013 Pasal (10.5.1))

$$\rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{f'c}}{f_y} = 0,00326$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,00333$$

Dari kedua harga ρ_{\min} tersebut, diambil harga yang terbesar = 0,00333

Harga Momen ultimate yang digunakan didapat dari Output program bantu SAP. Kombinasi yang digunakan adalah **Envelope** karena kombinasi beban tersebut yang memberi dampak momen terbesar untuk balok induk

Momen tumpuan negative maksimum -34094,11kgm

Momen tengah lapangan positif maksimum 16140,33 kgm

Momen tumpuan positive maksimum 23134,52 kgm

a. Daerah tumpuan

Dipasang tulangan tarik 5D22 ($A_s = 1899,7 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} \text{Cek } \rho &= A_s / b \cdot d \\ &= 1899,7 / (400 \cdot 536) \\ &= 0,008861 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$$

$$0,00333 < 0,008861 < 0,02235 \quad (\text{OK})$$

Kontrol jarak tulangan

$$\frac{400 - ((2 \times 40) + (2 \times 13) + (5 \times 22))}{5 - 1} = 46 \text{ mm}$$

Jarak tulangan $S < S_{\min} = 25 \text{ mm}$

Lebar balok memadai untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris, maka akan direncanakan dipasang dalam 1 baris tulangan 5D22. Sehingga, pada tumpuan dipasang tulangan atas (daerah tarik) 5D22 dengan $A_s = 1899,7 \text{ mm}^2$.

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.2.2 bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Hal ini untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja (gempa bolak-balik)

Tulangan tumpuan bawah (daerah tekan) :

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 1963,49 = 981,75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Akan dipasang tulangan 4 D22 ($A_s' = 1519,76 \text{ mm}^2$) untuk mengakomodir tulangan positif maksimum di tumpuan

Kontrol momen nominal penampang balok tumpuan

dihitung dengan asumsi tulangan tekan dan tarik leleh

$$\begin{aligned} a &= \frac{(A_s - A_s') \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} \\ &= \frac{(1899,7 - 1519,76) \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} \\ &= 15,6446 \text{ mm} \end{aligned}$$

$a = 15,6446 \text{ mm} < d' = 40 \text{ mm}$, sehingga tulangan tekan tidak leleh, dianalisa menggunakan tulangan tunggal :

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1899,7 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} \\
 &= 78,222941 \text{ mm} \\
 x &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{78,222941}{0,836} \\
 &= 93,5681 \\
 fs' &= \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \times 600 \\
 &= \left(1 - \frac{40}{93,5681}\right) \times 600 \\
 &= 343,502 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Menghitung nilai a baru :

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y - A'_s \times fs'}{0,85 \times f'_c \times b} \\
 &= \frac{1899,7 \times 420 - 1519,76 \times 343,502}{0,85 \times 30 \times 400} \\
 &= 27,0424 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= (A_s \times f_y - A'_s \times fs') \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + (A'_s \times fs') \times (d - d') \\
 Mn &= (1899,7 \times 420 - 1519,76 \times 343,5) \times \left(536 - \frac{27,0424}{2}\right) \\
 &\quad + (1519,76 \times 343,5) \times (536 - 40) \\
 Mn &= 403049222 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Menentukan ϕ dengan cara kontrol penampang

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{27,0424}{0,836} \\
 &= 32,35
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_t &= 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \\
 &= 0,003 \left(\frac{536}{32,34} - 1 \right) \\
 &= 0,04671 > 0,005 \text{ sehingga penampang terkontrol tarik} \\
 &\text{dengan } \phi = 0,9
 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &> M_u \\
 0,9 \times 403049222 \text{ Nmm} &> 340941100 \text{ Nmm} \\
 362744299,8 \text{ Nmm} &> 340941100 \text{ Nmm} \quad (\text{ok})
 \end{aligned}$$

b. Daerah lapangan

Dipasang tulangan tarik 3D22 ($A_s = 1139,82 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}
 \text{Cek } \rho &= A_s / b.d \\
 &= 1139,82 / (400.536) \\
 &= 0,00532
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &< \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max} \\
 0,00333 &< 0,00532 < 0,02235 \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Kontrol jarak tulangan

$$\frac{400 - ((2 \times 40) + (2 \times 13) + (3 \times 22))}{3 - 1} = 111,5 \text{ mm}$$

Jarak tulangan $S < S_{\min} = 25 \text{ mm}$

Lebar balok memadai untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris, maka akan direncanakan dipasang dalam 1 baris tulangan 3D22. Sehingga, pada tumpuan dipasang tulangan atas (daerah tarik) 3D22 dengan $A_s = 1139,82 \text{ mm}^2$.

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.2.2 bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Hal ini untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja.

Tulangan tumpuan bawah (daerah tekan) :

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 1139,82 = 569,91 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan 2 D22 ($A_s' = 759,88 \text{ mm}^2$)

Kontrol momen nominal penampang balok lapangan

dihitung dengan asumsi tulangan tekan dan tarik leleh

$$\begin{aligned} a &= \frac{(A_s - A_s') \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\ &= \frac{(1139,82 - 759,88) \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} \\ &= 14,89961 \text{ mm} \end{aligned}$$

$a = 14,89961 \text{ mm} < d' = 40 \text{ mm}$, sehingga tulangan tekan tidak leleh, dianalisa menggunakan rumus tulangan tunggal :

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\ &= \frac{1139,82 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} \\ &= 46,933 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{46,933}{0,836} \\ &= 56,14 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s' &= \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \times 600 \\ &= \left(1 - \frac{40}{56,14}\right) \times 600 \\ &= 172,5039 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Menghitung nilai a baru :

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f_s'}{0,85 \times f'_c \times b} \\
 &= \frac{1139,82 \times 420 - 759,88 \times 172,5039}{0,85 \times 30 \times 400} \\
 &= 34,08256 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$M_n = (A_s \times f_y - A'_s \times f_s') \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + (A'_s \times f_s') \times (d - d')$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= (1139,82 \times 420 - 759,88 \times 172,5039) \times \left(536 - \frac{34,082}{2}\right) \\
 &\quad + (759,88 \times 172,5039) \times (536 - 40)
 \end{aligned}$$

$$M_n = 245428720,3 \text{ Nmm}$$

Menentukan ϕ dengan cara kontrol penampang

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{34,08}{0,836} \\
 &= 40,76
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \\
 &= 0,003 \left(\frac{536}{40,76} - 1 \right) \\
 &= 0,0364 > 0,005 \text{ sehingga penampang terkontrol tarik} \\
 &\quad \text{dengan } \phi = 0,9
 \end{aligned}$$

Sehingga,

ϕM_n	$> M_u$	
$0,9 \times 245428720,3 \text{ Nmm}$	$> 16140,33 \text{ kgm}$	
$220885848,3 \text{ Nmm}$	$> 161403300 \text{ Nmm}$	(ok)

B. Perencanaan tulangan geser

Perhitungan Tulangan Geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probable.

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.4 yaitu gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maximum M_{pr} , harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen stuktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor serta V_e harus dicari dari nilai terbesar akibat beban gempa arah ke kanan dan ke kiri.

Besarnya momen probable dipengaruhi oleh disain kemampuan tulangan lenturnya. Harga momen probable dapat dicari dengan rumus :

$$a = \frac{A_s \times (1,25 \times f_y)}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$M_{pr} = A_s (1,25 \times f_y) \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Perhitungan Momen probable dapat dilihat dalam tabel 4.27

Tabel 4.27 Perhitungan Momen Probable

posisi		tulangan	D	As	a	MPr	
		n	mm	mm ²	mm	Nmm	kgm
gempa kanan	+	5	22	1.900	98	485.816.165	48.582
	-	4	22	1.520	78	396.454.439	39.645
gempa kiri	+	5	22	1.900	98	485.816.165	48.582
	-	4	22	1.520	78	396.454.439	39.645

Beban terbagi rata pada pelat lantai (Wu)

Dari perhitungan pembebanan didapat

Beban mati	: 410 kg/m ²
Beban hidup	: 250 kg/m ²
Beban Balok	: 2400 x 0,40 x 0,6 = 576 kg/m
Beban Balok	: (2400 x 0,2 x 0,3 x 6)/8 = 108 kg/m
Anak	: (2400 x 0,25 x 0,4 x 7)/8 = 210 kg/m
Beban Dinding	: (250 x 2,6) = 650 kg/m

Lebar bentang = 6,5 m

Beban terbagi rata ultimate (Wu)

$$\begin{aligned} W_u &= ((1,2D + 1,0 L) \times \text{lebar bentang}) + (1,0 W_{\text{balok/m} \cdot L_{\text{balok}}}) \\ &= 7342 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Perhitungan gaya geser akibat gempa kiri dan kanan baik (+) maupun (-) memiliki nilai yang sama, maka dihitung salah satu sisi saja

Analisa terhadap Gempa :

$$\begin{aligned} V_e &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - \frac{W_u \times Ln}{2} = \frac{48582 + 39645}{8 - 2(0,5 \times 0,95)} - \frac{7342 \times 7,05}{2} \\ &= -13366,0734 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_e &= \frac{M_{r1} + M_{pr2}}{Ln} + \frac{W_u \times Ln}{2} = \frac{48582 + 39645}{8 - 2(0,5 \times 0,95)} + \frac{7342 \times 7,05}{2} \\ &= 38395,03 \text{ kg} \end{aligned}$$

Pemasangan tulangan geser**a. Pemasangan sengkang balok di daerah sendi plastis (tumpuan) :**

Tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap

$V_c = 0$, bila :

1. Gaya geser akibat gempa $> 0,5 \times$ total geser akibat kombinasi gempa dan gravitasi

$$\frac{M_{r1} + M_{pr2}}{Ln} > 0,5 \times \left(\frac{M_{r1} + M_{pr2}}{Ln} + \frac{W_u \times Ln}{2} \right)$$

$$\frac{48582+39645}{8-2(0,5 \times 0,95)} = 12514,5 \text{ kg} > 0,5 \times \left(\frac{48582+39645}{8-2(0,5 \times 0,95)} + \frac{7342 \times 7,05}{2} \right)$$

$$12514,5 \text{ kg} > 38395,03 \text{ Kg}$$

(NOT OK)

2. Gaya aksial tekan $< (A_g \times f'_c) / 20$

$$33182,25 \text{ N} < (400 \times 600 \times 30) / 20 = 360000 \text{ N}$$

(OK)

Dari kedua syarat diatas terdapat bahwa hanya pada syarat nomor 2 yang memenuhi syarat V_c di anggap 0 namun tidak untuk syarat nomor 1. Sehingga dalam perencanaan tulangan geser V_c boleh digunakan sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2.

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 400 \times 534,5 = 195171,805 \text{ N}$$

Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847:2013. Pasal. 21.5.3.2:

$$\begin{aligned} d/4 &= 133,625 \text{ mm} \\ 6 \times D \text{ utama} &= 150 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Direncanakan sengkang 2 kaki D 13 mm jarak 130mm

$$A_v = 2 \times 1/4 \times \pi \times D^2 = 265 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{265 \times 420 \times 536}{130} \\ &= 458898,4615 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$0,75 \times (195171,80 + 458898,46) \geq 38395,03 \text{ kg}$$

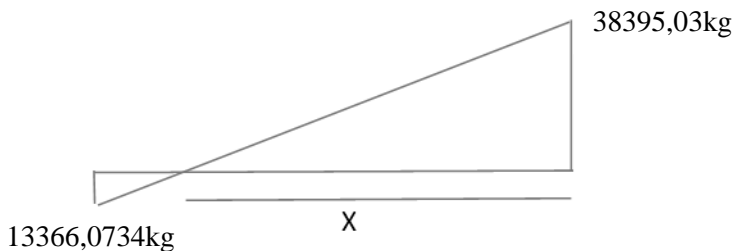
$$489589,523 \text{ N} \geq 383950,3 \text{ N} \quad (\text{ok})$$

Jadi dipakai tulangan geser **2D13 – 130 mm**

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang direncanakan dan memenuhi seluruh syarat, yaitu = 130mm.

Sengkang dipasang sepanjang $2h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$ dari muka kolom. Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

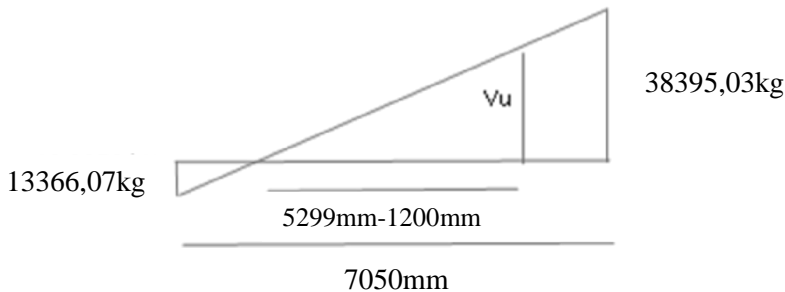
b. Pemasangan sengkang diluar daerah sendi plastis (lapangan)



Dengan perbandingan segitiga, didapat $x = 5,229 \text{ m} = 5229 \text{ mm}$

$$\frac{38395,03}{x} = \frac{13366,0734}{(8 - 2(0,5 \cdot 0,95)) - x}$$

$$x = 5,229 \text{ m}$$



Gaya geser rencana diluar 2h dari muka kolom (diluar sendi plastis) didapat dengan perbandingan segitiga sebagai berikut :

$$\frac{38395,03}{5299} = \frac{V_u}{5299 - 1200}$$

$$V_u = 29707,42\text{kg}$$

Sehingga untuk sengkang diluar sendi plastis di gunakan V_u sebesar 29707,42kg

$$V_c = \frac{b \times d \times \sqrt{f'_c}}{6} = 195171,80 \text{ N}$$

$$V_s = V_u - V_c = 29707,42\text{kg} - 19517,18\text{kg} = 10135,47\text{kg}$$

Digunakan sengkang 2D13 mm, maka:

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = 265,464\text{mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = 953,24\text{mm}$$

Syarat sengkang tidak boleh melebihi $d/2 = 267,25 \text{ mm}$

Diambil jarak sengkang yang terkecil sebagai jarak yang menentukan, yaitu $s = 267,25 \text{ mm}$

Untuk memudahkan pekerjaan dilapangan, maka diambil **jarak sengkang diluar sendi plastis = 250 mm**

Resume perhitungan penulangan geser

Bentang 8 meter

Tumpuan : 2 D 13 – 130

Lapangan : 2 D 13 – 250

C. Penulangan torsi balok

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor T_u memenuhi syarat sebagai berikut:

Tu kurang dari $\phi 0,083\lambda\sqrt{f'c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$

Dimana :

A_{cp} = Luas penampang keseluruhan

P_{cp} = keliling penampang keseluruhan

λ = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 ps1 8.6.1

Φ = 0.75(faktor reduksi beban torsi)

(SNI 2847:2013 Pasal 9)

Untuk menentukan harga Torsi yang akan digunakan dalam perhitungan, digunakan program bantu SAP 2000, T_u dipilih dengan cara gabungan nilai torsi pada balok dengan panjang bentang yang sama (torsi envelope), dalam contoh perhitungan ini adalah bentang 8 meter. Didapat dari SAP **Torsi = 5983,47kgm**

Kontrol kebutuhan torsi:

$$T_u \leq \phi 0,083\lambda\sqrt{f'c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$$

$$A_{cp} = b \times h = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(b+h) = 2(400 + 600) = 2000 \text{ mm}$$

$$T_u = 5983,47 \text{ kgm}$$

$$T_n = T_u / \Phi = 59834700 / 0,9 = 66483000 \text{ Nmm}$$

$$66483000 \text{ Nmm} < 0,75 \times 0,083 \times 1 \times \sqrt{30} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} = 9819570,011 \text{ Nmm}$$

(tidak memenuhi)

Persyaratan diatas tidak memenuhi, maka balok induk memerlukan tulangan torsi

1. Penulangan torsi sengkang

Aoh (luas batas daerah sengkang terluar)

$$\begin{aligned} Aoh &= (400-2 \times 40) \times (600-2 \times 40) \\ &= 166400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Ph (keliling batas sengkang terluar)

$$\begin{aligned} Ph &= 2((400-2 \times 40) + (600-2 \times 40)) \\ &= 1680 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ao &= 0,85 \times Aoh \\ &= 0,85 \times 166400 \text{ mm}^2 \\ &= 141440 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S = 1000 \text{ mm}$$

Perhitungan Luas sengkang torsi permeter: (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6)

$$\begin{aligned} \frac{Avt}{s} &= \frac{Tn}{2 \times Aoh \times fy \times \cot 45^\circ} \\ \frac{Avt}{1000} &= \frac{66483000}{2 \times 166400 \times 420 \times \cot 45^\circ} \end{aligned}$$

$$Avt = 475,64 \text{ mm}^2$$

Tulangan sengkang balok sebelum torsi : 2D13-130 (tumpuan)

$$\begin{aligned} \text{Luas sengkang permeter (Avs)} &= (n \times 0,25\pi d^2 \times S)/s \\ &= (2 \times 0,25\pi 13^2 \times 1000)/130 \\ &= 2042,035 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol luas sengkang geser dan torsi (SNI 2847:2013 Pasal 11.4.6.3) :

$$Avs + Avt = 2042,035 + 475,64 = 2517,6752 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 1. \quad A_{vs} + A_{vt} &> \frac{75\sqrt{f_c}}{1200} \times \frac{b \times s}{f_y} \\
 2517,6752 &> \frac{75\sqrt{30}}{1200} \times \frac{400 \times 1000}{420} \\
 2517,6752 &> 326,025 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2. \quad A_{vs} + A_{vt} &> \frac{b \times s}{3 \times f_y} \\
 2517,6752 &> \frac{400 \times 1000}{3 \times 420} \\
 2517,6752 &> 317,46 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Jarak sengkang total (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.6.1) :

$$\begin{aligned}
 1. \quad S &= \frac{n \times 0,25 \times \pi \times d^2 \times S}{A_{vs} + A_{vt}} \\
 S &= \frac{2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{2517,6752} \\
 &= 105,44 \text{ mm} \\
 2. \quad S &= Ph/8 = 1680/8 = 210 \text{ mm} \\
 3. \quad S &\leq 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Diambil jarak terkecil = $105,44 \approx 105 \text{ mm}$

Digunakan $s = 100 \text{ mm}$

Sehingga **tulangan sengkang setelah ditambah torsi dipakai 2 D13-100mm**

Tulangan sengkang balok diluar sendi plastis sebelum torsi : 2D13-250

(lapangan)

Dengan cara yang sama, sehingga **tulangan sengkang setelah ditambah torsi dipakai 2D13-170**

2. Penulangan torsi lentur

(SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.7.)

$$A_t = \frac{A_{vt}}{s} \times Ph \times \frac{f_y \text{ geser}}{f_y \text{ lentur}} \times \cot^2 45^\circ$$

$$At = \frac{475,64}{1000} \times 1680 \times \frac{420}{420} \times \cot^2 45^\circ$$

$$At = 799,07 \text{ mm}^2$$

Tulangan lentur balok sebelum torsi:

Tarik 5 D22 ($A_s = 1899,7 \text{ mm}^2$)

Tekan 4 D22 ($A_s' = 1519,76 \text{ mm}^2$)

As total = $3419,46 \text{ mm}^2$

Kontrol luas penampang torsi (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.5.3) :

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang torsi total} &= (A_t + A_{st}) \\ &= 799,07 + 3419,46 \\ &= 4219,46 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_t + A_{st} &> \frac{5 \times \sqrt{f_r c} \times A_{cp}}{12 \times f_y \text{ lentur}} - \left(\frac{A_{vt}}{s} \right) \times Ph \times \frac{f_y \text{ geser}}{f_y \text{ lentur}} \\ A_t + A_{st} &> \frac{5 \times \sqrt{30 \times 240000}}{12 \times 420} - \left(\frac{475,64}{1000} \right) \times 1680 \times \frac{420}{420} \\ 4219,46 &> 505,026 \text{ (ok)} \end{aligned}$$

Jumlah tulangan torsi: **(D25mm)**

$$n = \frac{A_t}{0,25 \times \pi \times d^2}$$

$$n = \frac{799,07}{0,25 \times \pi \times 22^2}$$

$$= 1,63 \sim 2 \text{ buah}$$

Ditaruh di kanan 1 tulangan dan dikiri 1 tulangan

Resume perhitungan penulangan balok induk memanjang 400/600 bentang 8m interior

Tulangan lentur

Tumpuan atas = 5 D 22

Tumpuan bawah = 4 D 22

Lapangan atas = 2 D 22

Lapangan bawah = 3 D 22

Tulangan geser

Sendi Plastis = 2 D 13 – 100

Diluar Sendi Plastis = 2 D 13 – 170

Tulangan torsi

Sisi kiri = 1 D 25

Sisi kanan = 1 D 25

Pemutusan tulangan balok

Di bawah ini akan dihitung lokasi penghentian tulangan negatif pada balok. Pada tumpuan, tulangan pada lapisan atas adalah 5D25 dan lapisan bawah 4D22.

Agar diperoleh panjang penghentian terbesar, maka digunakan kombinasi $0.9D + M_{pr}$ pada ujung komponen. Kuat momen nominal (ϕM_n) dari 3D22 (Lapangan) adalah 303,19 kNm. Karena itu 5 D22 boleh dihentikan bila kuat momen perlu sudah memenuhi 303,19 kNm

Jarak penampang dengan $M_n = 383,76$ kNm dihitung sebagai berikut : Diketahui

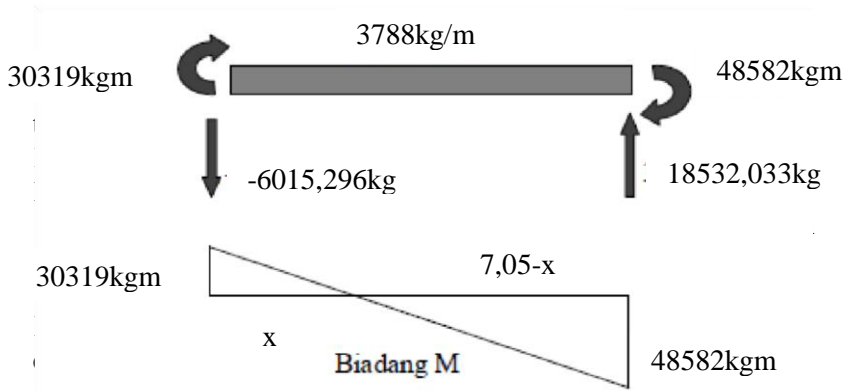
$$M_{pr} (5D22) = 485,82 \text{ kNm}$$

$$M_{pr} (3D22) = 303,19 \text{ kNm}$$

$$Q (0,9D) = 37,88 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times (1,25 \times f_y)}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{3 \times 0,25 \times \pi \times 22^2 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} \\ &= 75,796 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= A_s \times 1,25 f_y \times (d - a/2) \\ &= 3 \times \pi \times 0,25 \times 22^2 \times 1,25 \times 420 \times (536 - 75,796/2) \\ &= 303,19 \text{ kNm} \end{aligned}$$



$$30319 \frac{1}{2} x^2 - 18532,033x + 6015,296 = 38376$$

$$30319 \frac{1}{2} x^2 - 18532,033x = 32360,704$$

$$x = 2,27 \text{ m}$$

Sesuai dengan (SNI 2847:2013 Pasal 12.10.3),
 tulangan 5 D 22 akan dihentikan sejauh l (pilih yang lebih besar)
 dari muka kolom, atau

$$l = x + 12 \cdot db = 2,27 + 12 \times 22 / 1000 = 2,534 \text{ m}$$

$$\ell_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$$

Dimana ruas pengekanan $(c_b + K_{tr})/d_b$ tidak boleh diambil lebih besar dari 2,5

$$K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{sn}$$

Dimana n adalah jumlah batang tulangan atau kawat yang disambung atau disalurkan sepanjang bidang pembelahan.

Diizinkan untuk menggunakan $K_{tr} = 0$ sebagai penyederhanaan desain meskipun terdapat tulangan transversal

Dimana :

- d_b = 22 mm
- F_y = 420 MPa
- F'_c = 30 MPa
- Ψ_t = 1,3
- Ψ_e = 1
- Ψ_s = 1
- λ = 1
- c = faktor yang mewakili sisi penutup terkecil
= $40 + 13 + 22/2 = 64$ mm
- k_{tr} = 0

Dari nilai tersebut didapat

- $l_d = 823,55$ mm = 0,82355 m

dipasang titik putus di muka kolom = 2,806 m

panjang penyaluran = 0,82355 m

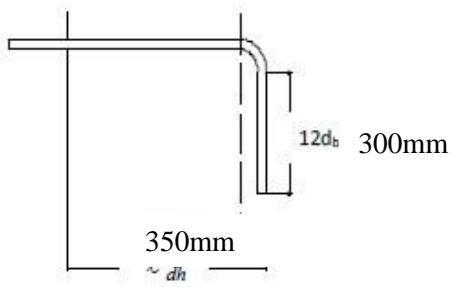
Tulangan longitudinal yang masuk dan berhenti dalam kolom tepi yang terkekang dan harus berupa panjang penyaluran dengan kait 90 derajat.

ldh diambil yang terbesar

$$8 \times d_b = 176 \text{ mm}$$

$$\frac{f_y \times d_b}{5,4 \sqrt{f'_c}} = 312,40 \text{ mm}$$

Jadi diambil $l_{dh} = 350$ mm masuk ke dalam kolom dengan panjang kait $12 d_b = 164$ (dipakai 300 mm) sesuai SNI 2847:2013 Pasal 7.1.2



Gambar 4.17 Pemutusan Tulangan Balok

Tabel 4.28 Daftar Penulangan Lentur Balok

Balok	L	Lokasi	fy	f'c	Penulangan Lentur			
	m		Mpa	Mpa	n	D (mm)	S (mm)	lapis
B1 40x60	8	Tumpuan Atas	420	30	5	22	64,667	1
		Tumpuan Bawah			4	22	244	1
		Lapangan Bawah			3	22	109,5	1
		Lapangan Atas			2	22	244	1
	7,5	Tumpuan Atas			4	22	109,50	1
		Tumpuan Bawah			3	22	244,00	1
		Lapangan Bawah			3	22	244,00	1
		Lapangan Atas			2	22	244,00	1
	7	Tumpuan Atas			6	22	64,67	1
		Tumpuan Bawah			4	22	244,00	1

Lanjutan Tabel 4.28 Daftar Penulangan Lentur Balok

Balok	L	Lokasi	fy	f'c	Penulangan Lentur			
	m		Mpa	Mpa	n	D (mm)	S (mm)	lapis
B2 30 x 50	6	Lapangan Bawah			3	22	244,00	1
		Lapangan Atas			2	22	244,00	1
		Tumpuan Atas			6	22	59,50	2
		Tumpuan Bawah			4	22	59,5	1
		Lapangan Bawah			3	22	59,5	1
		Lapangan Atas			2	22	144	1

Tabel 4.29 Daftar Penulangan Geser Balok

Balok	L	fy	f'c	Penulangan Geser			
	m	Mpa	Mpa	Lokasi	Panjang (mm)	D (mm)	S (mm)
B1 40 x 60	8	420	30	Sendi Plastis	1200	2D13	100
				diluar sendi plastis	5600	2D13	170
	7,5			Sendi Plastis	1200	2D13	120
				diluar sendi plastis	5100	2D13	220
	7			Sendi Plastis	1200	2D13	120
				diluar sendi plastis	4600	2D13	190
B2 30 x 50	6			Sendi Plastis	1000	2D13	130
				diluar sendi plastis	4000	2D13	200

Tabel 4.30 Daftar Penulangan Torsi Balok

Balok	L	f _y	f' _c	Penulangan torsi	
	m	Mpa	Mpa	n	D (mm)
B1 40 x 60	8	420	30	2	25
	7,5			2	13
	7			2	19
B2 30 x 50	6			2	16

4.4.3 Perencanaan kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi.

4.4.3.1 Perencanaan kolom K1 (posisi tengah)

Data umum perencanaan kolom :

Dimensi : K1 95/95

Tebal decking (d') : 40 mm

SNI 2847:2013 Pasal 7.7

Tulangan long : 25 mm

Tulangan sengkang : 13 mm

Mutu tulangan (f_y) : 420 MPa

Mutu beton (f'_c) : 30 Mpa

A. Kontrol dimensi kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f'_c}{10}$, maka komponen

struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- a. Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
 $950 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$
- b. Rasio dimensi besar dari 0.4
 $\text{Rasio } b/h = 950/950 = 1 > 0.4$

B. Penulangan longitudinal kolom

Beban aksial dan momen yang terjadi pada kolom didapat dari program SAP :

Tabel 4.31 Gaya Dalam pada Kolom K1

Kombinasi	Ket	Aksial	Momen X	Momen Y
		kg	kgm	kgm
1,4DL		943228,42	2813,91	1750,39
1,4DL		937163,62	1989,73	1336,89
1,4DL		931098,82	6793,37	4424,17
1,2DL+1,6LL+0,5R		1026583,95	3148,54	3134,88
1,2DL+1,6LL+0,5R		1021385,55	2208,72	2167,88
1,2DL+1,6LL+0,5R		1016187,15	7565,99	7470,63
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Max	936485,32	5777,06	29480
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Max	931286,92	7380,98	22642,94
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Max	926088,52	9043,83	15933,3
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Min	953105,74	11521,67	34523,8
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Min	947907,34	3340,96	19073,7
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Min	942708,94	4780,82	3750,91
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Max	930091,23	25870,15	7112,81

Lanjutan Tabel 4.31 Gaya dalam pada kolom

1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Max	924892,83	19850,24	8059,74
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Max	919694,43	13975,06	9052,71
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Min	959499,84	31614,77	12156,7
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Min	954301,44	15810,22	4490,46
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Min	949103,04	150,41	3129,69
0,9DL+1,0Ex	Max	598050,92	6840,42	30876,67
0,9DL+1,0Ex	Max	594152,12	6640,08	21717,73
0,9DL+1,0Ex	Max	590253,32	6498,67	12686,21
0,9DL+1,0Ex	Min	614671,34	10458,31	33127,2
0,9DL+1,0Ex	Min	610772,54	4081,86	19998,9
0,9DL+1,0Ex	Min	606873,74	2235,66	6998
0,9DL+1,0Ey	Max	591656,82	26933,52	8509,49
0,9DL+1,0Ey	Max	587758,02	19109,34	7134,53
0,9DL+1,0Ey	Max	583859,22	11429,9	5805,62
0,9DL+1,0Ey	Min	621065,43	30551,4	10760
0,9DL+1,0Ey	Min	617166,63	16551,12	5415,67
0,9DL+1,0Ey	Min	613267,83	2695,57	117,4
1,2DL+1,6LL+0,5Lr		1028366,52	3148,44	3131,92
1,2DL+1,6LL+0,5Lr		1023168,12	2209,27	2169,39
1,2DL+1,6LL+0,5Lr		1017969,72	7566,99	7470,71
1,2DL+1,6LL		1026583,95	3148,54	3134,88
1,2DL+1,6LL		1021385,55	2208,72	2167,88
1,2DL+1,6LL		1016187,15	7565,99	7470,63

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL, didapatkan diagram

Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 10283,67 kN = 10283670 N

$$10283670 \text{ N} \geq 950 \times 950 \times \frac{30}{10}$$

$$10283670 \text{ N} \geq 2707500 \text{ N} \dots \text{Ok}$$

C. Kontrol rasio tulangan longitudinal kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0.01 A_g$ atau lebih dari $0.06 A_g$. Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCACOL diperoleh Tulangan longitudinal : 20D25, dengan rasio tulangan = 1,09 % (OK).

D. Kontrol kapasitas beban aksial kolom terhadap beban aksial terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$\begin{aligned} P_u &= 10283670 \text{ N} \\ \phi &= 0,65 \\ A_g &= 950 \times 950 \\ &= 902500 \text{ mm}^2 \\ A_{st} &= 20 \frac{1}{4} \pi 25^2 = 10193,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga:

$$\phi P_n = 14058244,6 \text{ N} > P_u = 10283670 \text{ N} \text{ (OK)}$$

E. Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa.

$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb}$$

Dimana ΣM_{nc} adalah momen kapasitas kolom dan ΣM_{nb} merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa M_{nc} harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat strong column weak beam. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan strong kolom weak beam.

ΣM_{nc} didapat dari diagram interaksi aksial momen dan kolom didapat,

$$M_{nc} \text{ kolom atas} = 2208,36 \text{ kNm}$$

$$M_{nc} \text{ kolom bawah} = 2234,35 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{nc} = 4442,71 \text{ kNm}$$

Nilai M_{nb} dicari dari jumlah M_{nb}^+ dan M_{nb}^- balok yang menyatu dengan kolom 950×950 sisi kanan dan kiri, yang dapat dihitung dengan rumus :

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

, dimana nilai $a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$

Pengecekan arah X

Balok yang menyatu dengan kolom 950×950 pada sisi kanan yakni balok induk B11 400.600 bentang 8m seperti yang dihitung pada sub bab 4.4.2.2 dengan tulangan tarik pada tumpuannya menggunakan tulangan 5D22 ($A_s = 1899,7 \text{ mm}^2$) dan tulangan 4D22 ($A_s' = 1519,76 \text{ mm}^2$) untuk tulangan tekannya. Untuk sisi kiri terdapat balok B11 400.600 bentang 7,5m dengan tulangan tarik pada tumpuannya menggunakan tulangan 4D22 ($A_s =$

1519,76 mm²) dan tulangan 3D22 (As' = 1139,82 mm²) untuk tulangan tekannya.

Mnb tulangan tumpuan kanan bawah

As 4D22 :

$$a = \frac{1519,76 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} \\ = 62,58 \text{ mm}$$

$$Mnb^+ = 1519,76 \times 420 \times \left(536 - \frac{62,58}{2} \right) \\ = 322,2 \text{ kNm}$$

Mnb tulangan tumpuan kiri atas

As 4D22 + (4D10 (sepanjang b_{eff} pelat)) :

$$a = \frac{1833,92 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} \\ = 75,51 \text{ mm}$$

$$Mnb^- = 1833,92 \times 420 \times \left(536 - \frac{75,51}{2} \right) \\ = 383,771 \text{ kNm}$$

Jadi jumlah dari momen positif dan momen negatif adalah :

$$\Sigma M_{nb} = Mnb^+ + Mnb^- \\ = 322,2 \text{ kNm} + 383,771 \text{ kNm} \\ = 705,91 \text{ kNm}$$

$$1,2 \Sigma Mnb = 1,2 \times 705,91 \text{ kNm} \\ = 847,092 \text{ kNm}$$

Sehingga persyaratan untuk *strong coloumns weak beams* :

$$\Sigma Mnc \geq 1,2 \Sigma Mnb \\ 4442,71 \text{ kNm} \geq 847,092 \text{ kNm}$$

Sehingga memenuhi Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

Pengecekan arah Y

Balok yang menyatu dengan kolom 950×950 pada sisi kanan yakni balok induk BI1 400.600 bentang 7m dengan tulangan tarik pada tumpuannya menggunakan tulangan 6D22 ($A_s = 2279,64 \text{ mm}^2$) dan tulangan 4D22 ($A_s' = 1519,76 \text{ mm}^2$) untuk tulangan tekannya. Untuk sisi kiri terdapat balok BI2 300.500 bentang 6m dengan tulangan tarik pada tumpuannya menggunakan tulangan 6D22 ($A_s = 2279,64 \text{ mm}^2$) dan tulangan 4D22 ($A_s' = 1519,76 \text{ mm}^2$) untuk tulangan tekannya.

Mnb tulangan tumpuan kiri atas

As 6D22 + (4D10 (sepanjang b_{eff} pelat)) :

$$a = \frac{2593,8 \times 420}{0,85 \times 30 \times 300} = 142,4 \text{ mm}$$

$$Mnb^- = 2593,8 \times 420 \times \left(536 - \frac{142,4}{2} \right) = 506,351 \text{ kNm}$$

Mnb tulangan tumpuan kanan bawah

As 4D22 :

$$a = \frac{1519,76 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 62,58 \text{ mm}$$

$$Mnb^+ = 1519,76 \times 420 \times \left(536 - \frac{62,58}{2} \right) = 322,2 \text{ kNm}$$

Jadi jumlah dari momen positif dan momen negatif adalah :

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nb} &= Mnb^+ + Mnb^- \\ &= 322,2 \text{ kNm} + 506,351 \text{ kNm} \\ &= 828,5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1,2 \Sigma M_{nb} &= 1,2 \times 828,5 \text{ kNm} \\ &= 994,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sehingga persyaratan untuk *strong columns weak beams* :

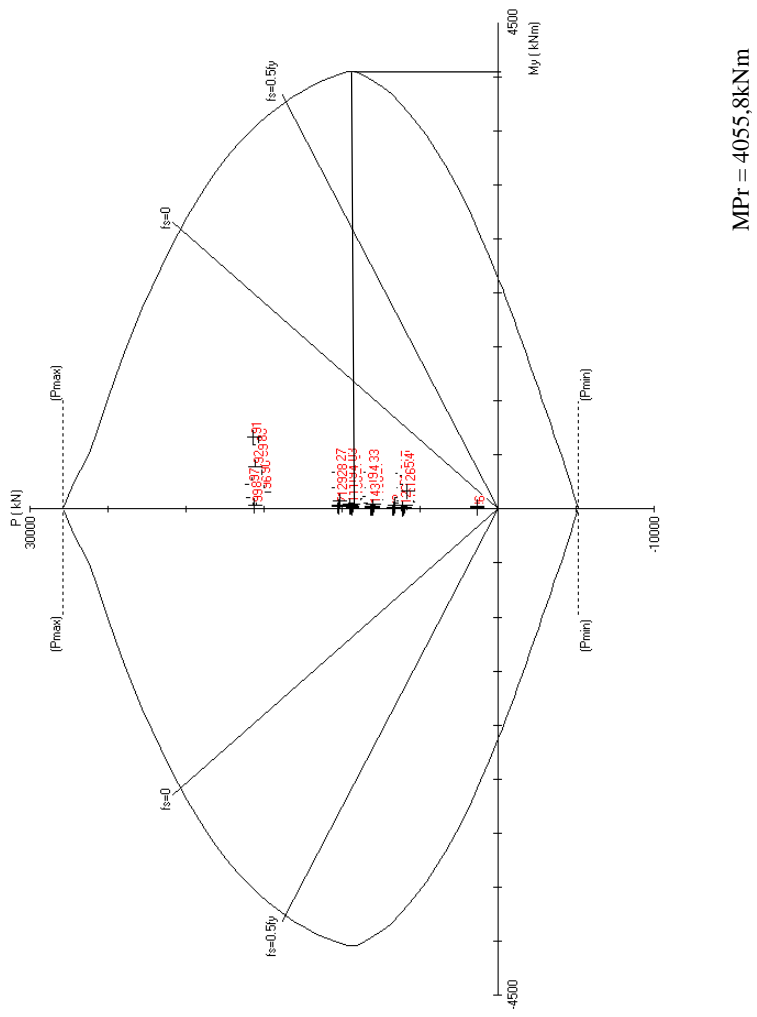
$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

$$4442,71 \text{ kNm} \geq 933,492 \text{ kNm}$$

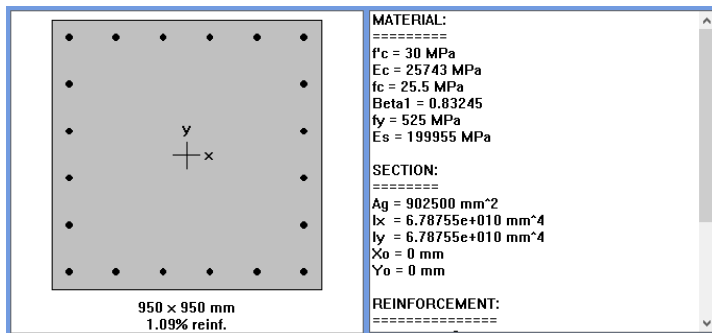
Sehingga memenuhi Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

F. Kontrol gaya tekan terhadap gaya geser rencana

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1, harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan (joints) di setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin, M_{pr} , di setiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor, P_u , yang bekerja pada komponen struktur. Geser komponen struktur tidak perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan pada M_{pr} komponen struktur transversal yang merangka ke dalam joint. Dalam semua kasus V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan oleh analisis struktur.



Gambar 4.19 Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom K1 Dengan $f_s = 1,25f_y$



Lanjutan Gambar 4.19 Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom Dengan $f_s = 1,25f_y$

$$M_{pr_{kolom}} = 4055,8 \text{ kNm}$$

Karena dimensi dan penulangan kolom atas dan bawah sama maka gaya geser di ujung kolom akibat momen lentur :

$$\begin{aligned} V_e &= 2 \times (M_{pr} / l_{\text{lantai } 1}) \\ &= 2 \times (4055,8 / (4-0,6)) \\ &= 1192,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan Mpr balok :

Gaya geser yang bekerja di sepanjang bentang kolom (V_u) ditentukan dari M_{pr+} dan M_{pr-} balok yang menyatu dengan kolom tersebut. Pada perhitungan sebelumnya didapat jumlah tulangan pada tumpuan balok sebanyak 6 D22 pada tulangan tarik dan 4 D 22 pada tulangan tekannya, sehingga perhitungan Mpr akibat balok 600/400 mm dengan cara yang sama pada sub bab sebelumnya (f_y ditingkatkan menjadi 1,25 f_y) adalah sebagai berikut :

$$M_{pr-} = 577,882 \text{ kNm}$$

$$M_{pr+} = 396,45 \text{ kNm}$$

*) perhitungan Mpr di balok sisi lainnya disamakan dengan yang lebih dominan

$$V_u = 2 \frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{l_n}$$

Dimana: $L_n = 3,4 \text{ m}$

Maka:

$$V_u = 2 \frac{396,45 + 577,882}{3,4} = 573,13 \text{ kN}$$

G. Pengekangan kolom dan kontrol gaya geser

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1, ujung-ujung kolom sepanjang l_o harus dikekang oleh tulangan transversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.3

$$l_o \geq h = 950 \text{ mm}$$

$$\geq 1/6 \times \text{tinggi bersih kolom} = 1/6 \times 3400 = 566,67 \text{ mm}$$

$$\geq 450 \text{ mm}$$

dimana s tidak boleh lebih besar dari:

$$- \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil kolom} = \frac{1}{4} \times 950 = 237,5 \text{ mm}$$

$$- 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

Dimana S_o tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Maka dipakai jarak sengkang (s) = 100 mm

$A_{sh_{min}}$ sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_{tc}}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_{tc}}{f_{yt}}$$

Dimana:

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

b_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

F_{yh} = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

Dengan Asumsi:

$$\begin{aligned}
 S &= 100 \text{ mm} \\
 b_c &= b - 2d' - d_s \\
 &= 950 - 2(13) - 40 \\
 &= 884 \text{ mm} \\
 A_g &= 950 \times 950 = 902500 \text{ mm}^2 \\
 A_{ch} &= (950 - 40)^2 = 828100 \text{ mm}^2 \\
 F_{yh} &= 420 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Maka:

$$\begin{aligned}
 A_{SH} &= 0,3 \frac{100(884)(30)}{420} \left[\frac{902500}{828100} - 1 \right] = 170,190 \text{ mm}^2 \\
 A_{SH} &= 0,09 \frac{100.884.30}{420} = 568,286 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan 5D13-100

$$(A_{sh} = 663,661 \text{ mm}^2) > 568,286 \text{ mm}^2$$

Mengecek apakah V_c beton boleh digunakan atau tidak sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.2 :

Tulangan transversal sepanjang l_o , yang didefinisikan dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1, harus diproporsikan untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ bilamana keduanya (a) dan (b) terjadi :

- (a) Gaya geser ditimbulkan gempa, yang dihitung sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1, mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam l_o ;

$$\begin{aligned}
 \frac{M_{pr\text{balok kiri}} + M_{pr\text{balok kanan}}}{l_n} &> \frac{1}{2} \left(\frac{M_{pr\text{kolom atas}} + M_{pr\text{kolom bawah}}}{l_n} \right) \\
 2 \times \frac{M_{pr\text{balok}}^+ + M_{pr\text{balok}}^-}{l_n} &> \frac{1}{2} \left(\frac{M_{pr\text{kolom atas}} + M_{pr\text{kolom bawah}}}{l_n} \right) \\
 2 \frac{396,45 + 577,882}{3,4} &> \frac{1}{2} \left(\frac{4055,8 + 4055,8}{3,4} \right) \\
 573,13 \text{ kN} &< 1192,7 \text{ kN} \dots \text{ Tidak Memenuhi } (V_c \neq 0)
 \end{aligned}$$

- (b) Gaya tekan aksial berfaktor, P_u , termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f_c' / 10$.

$$10283670 \text{ N} < 950 \text{ mm} \times 950 \text{ mm} \times \frac{30 \text{ Mpa}}{10}$$

$$10283670 \text{ N} > 2707500 \text{ N} \dots \text{Tidak Memenuhi } (V_c \neq 0)$$

Dari kedua syarat diatas untuk memenuhi $V_c = 0$ **tidak terbukti** sehingga V_c dimasukkan dalam perhitungan

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \times \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$$

$$V_c = \left(1 + \frac{10283670}{14 \times 902500} \right) \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 950 \times 884$$

$$V_c = 1390590,994 \text{ N}$$

Cek kebutuhan tulangan geser

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{573,13 \text{ kN}}{0,75} - 1390,59 \text{ kN} = -626,42 \text{ kN}$$

Tulangan transversal penahan geser tidak perlu diperhitungkan namun akan tetap dipasang tulangan hasil perhitungan tulangan transversal sebagai confinement 5D13-100mm dengan kontrol akhir sebagai berikut :

Dipakai tulangan 5D13 – 100 mm ($A_v = 663,661 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s f_y d}{s} \\ &= \frac{663,661 \cdot 420 \cdot 884}{100} \\ &= 2464042,224 \text{ N} \\ &= 2464,042 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$0,75 \times (1390,59 \text{ kN} + 2464,042 \text{ kN}) \geq 573,13 \text{ kN}$$

$$2890974 \text{ N} \geq 573,13 \text{ N} \quad (\text{ok})$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

$$- 6 \times d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$- 150 \text{ mm}$$

Maka dipakai $s = 130 \text{ mm}$

H. Panjang lewatan sambungan

Sambungan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.3.2, sebagai berikut :

$$l_d = \frac{d_b f_y}{4 \times \sqrt{f'_c}} \geq 0,04 d_b f_y$$

$$l_d = \frac{22(420)}{4 \times \sqrt{30}} \geq 0,04 \times 22 \times 420$$

$$l_d = 451,7 \geq 420$$

Sehingga panjang lewatan yang digunakan adalah 480 mm.

I. Kontrol kebutuhan tulangan torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari :

$$Tu \leq \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \times \sqrt{1 + \frac{Nu}{0,33 A_g \sqrt{f'_c}}} \text{ dengan } \phi = 0,75$$

A_{cp} = Luas penampang keseluruhan

P_{cp} = keliling penampang keseluruhan

Didapat dari perhitungan SAP 2000

$$Nu = 10283670 \text{ N}$$

$$Tu = 1129700 \text{ Nmm}$$

Kontrol kebutuhan torsi :

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h &= 950 \times 950 &= 902500 \text{ mm}^2 \\ P_{cp} &= 2 \times (b + h) &= 2 \times (950 + 950) &= 3800 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$1129700 \leq 0,75 \frac{\sqrt{30}}{12} \times \left(\frac{902500^2}{3800} \right) \times \sqrt{1 + \frac{10283670}{0,33 \times 902500 \times \sqrt{30}}}$$

$$1129700 \text{ Nmm} \leq 198306172,1 \text{ Nmm}$$

Sehingga tidak dibutuhkan tulangan torsi pada struktur kolom.

4.4.3.2 Perencanaan kolom K2

Data umum perencanaan kolom :

Dimensi : K2 75/75

Tebal decking (d') : 40 mm

SNI 2847:2013 Pasal 7.7

Tulangan long : 25 mm

Tulangan sengkang : 13 mm

Mutu tulangan (f_y) : 420 MPa

Mutu beton (f'_c) : 30 Mpa

A. Kontrol dimensi kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f'_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
 $750 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$
- Rasio dimensi besar dari 0,4
 $\text{Rasio } b/h = 750/750 = 1 > 0,4$

B. Penulangan longitudinal kolom

Beban aksial dan momen yang terjadi pada kolom didapat dari program SAP :

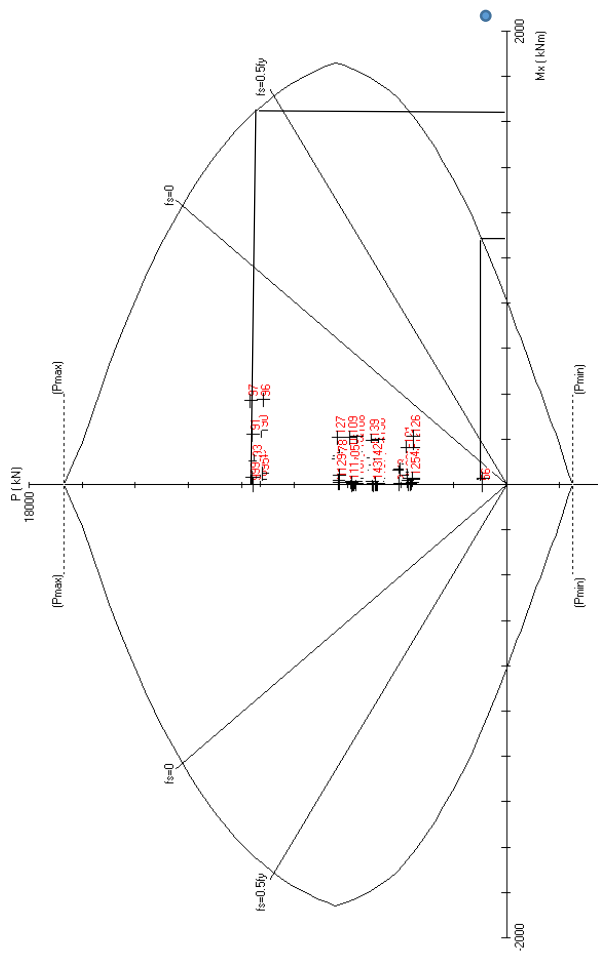
Tabel 4.32 Gaya Dalam pada Kolom K2

Kombinasi	Ket	Aksial	Momen X	Momen Y
		kg	kgm	kgm
1,4DL		570611,2	8645,55	4179,04
1,4DL		567776,2	510,38	136,19
1,4DL		564941,2	9666,31	4451,42
1,2DL+1,6LL+0,5R		634911,5	11111,6	5678,71
1,2DL+1,6LL+0,5R		632481,5	804,7	298,42
1,2DL+1,6LL+0,5R		630051,5	12720,97	6275,56
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Max	574023,4	6227,45	5608,09
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Max	571593,4	1272,75	2584,63
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Max	569163,4	14379,08	15618,4
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Min	586437,5	13219,9	15393
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Min	584007,5	61,23	2124,05
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Min	581577,5	7736,19	4912,33
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Max	570133,4	1226,32	1671,23
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Max	567703,4	2648,14	944,69
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Max	565273,4	21203,47	8518,67
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Min	590327,5	20673,6	8113,68
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Min	587897,5	1314,17	484,11
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Min	585467,5	911,8	2187,4
0,9DL+1,0Ex	Max	360614,4	2061,65	7814,02
0,9DL+1,0Ex	Max	358791,9	933,86	2441,89
0,9DL+1,0Ex	Max	356969,4	9535,51	13126,99
0,9DL+1,0Ex	Min	373028,5	9054,06	13187,1

Lanjutan **Tabel 4.32** Gaya Dalam pada Kolom

0,9DL+1,0Ex	Min	371206	277,66	2266,79
0,9DL+1,0Ex	Min	369383,5	2892,61	7403,74
0,9DL+1,0Ey	Max	356724,4	5392,13	534,7
0,9DL+1,0Ey	Max	354901,9	2309,26	801,95
0,9DL+1,0Ey	Max	353079,4	16359,89	6027,26
0,9DL+1,0Ey	Min	376918,6	16507,8	5907,75
0,9DL+1,0Ey	Min	375096,1	1653,06	626,84
0,9DL+1,0Ey	Min	373273,6	3931,78	304,01
1,2DL+1,6LL+0,5Lr		636713,3	11116,5	5672,48
1,2DL+1,6LL+0,5Lr		634283,3	806,22	298,85
1,2DL+1,6LL+0,5Lr		631853,3	12728,99	6270,18
1,2DL+1,6LL		634911,5	11111,6	5678,71
1,2DL+1,6LL		632481,5	804,7	298,42
1,2DL+1,6LL		630051,5	12720,97	6275,56

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu pada gambar 4.20 berikut :



$M_{nc} = 1078,15 \text{ kNm}$

Gambar 4.20 Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom K2

Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 6367132,5 N

$$6367132,5\text{N} \geq 750 \times 750 \times \frac{30}{10}$$

$$6367132,5\text{N} > 1687500 \text{ N} \dots \text{Ok}$$

C. Kontrol rasio tulangan longitudinal kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang, Ast, tidak boleh kurang dari 0.01 Ag atau lebih dari 0.06 Ag. Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCACOL diperoleh Tulangan longitudinal : 18D25, dengan rasio tulangan = 1,05 % (OK).

D. Kontrol kapasitas beban aksial kolom terhadap beban aksial terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$\begin{aligned} P_u &= 6367132,5\text{N} \\ \phi &= 0,65 \\ A_g &= 750 \times 750 = 562500 \text{ mm}^2 \\ A_{st} &= 12 \frac{1}{4} \pi 25^2 = 5890,49 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga:

$$\phi P_n = 8269325,119 \text{ N} > P_u = 6367132,5\text{N} \text{ (OK)}$$

E. Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa.

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana ΣM_{nc} adalah momen kapasitas kolom dan ΣM_{nb} merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa M_{nc} harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat strong column weak beam. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan strong kolom weak beam.

ΣM_{nc} didapat dari diagram interaksi aksial momen dan kolom didapat,

$$M_{nc} \text{ kolom atas} = 1052,48 \text{ kNm}$$

$$M_{nc} \text{ kolom bawah} = 1078,15 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{nc} = 2130,63 \text{ kNm}$$

Nilai M_{nb} dicari dari jumlah M_{nb}^+ dan M_{nb}^- balok yang menyatu dengan kolom 750×750 sisi kanan dan kiri, yang dapat dihitung dengan rumus :

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

, dimana nilai $a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$

Pengecekan arah X

Balok yang menyatu dengan kolom 750×750 pada sisi kanan yakni balok induk BI1 400.600 bentang 8m seperti yang dihitung pada sub bab 4.4.2.2 dengan tulangan tarik pada tumpuannya menggunakan tulangan 5D22 ($A_s = 1899,7 \text{ mm}^2$) dan tulangan 4D22 ($A_s' = 1519,76 \text{ mm}^2$) untuk tulangan tekannya. Untuk sisi kiri terdapat balok BI1 400.600 bentang 7,5m dengan tulangan tarik pada tumpuannya menggunakan tulangan 4D22 ($A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$) dan tulangan 3D22 ($A_s' = 1139,82 \text{ mm}^2$) untuk tulangan tekannya.

Mnb tulangan tumpuan kanan bawah

As 4D22 :

$$a = \frac{1519,76 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} \\ = 62,58 \text{ mm}$$

$$Mnb^+ = 1519,76 \times 420 \times \left(536 - \frac{62,58}{2} \right) \\ = 322,2 \text{ kNm}$$

Mnb tulangan tumpuan kiri atas

As 4D22 + (4D10 (sepanjang b_{eff} pelat)) :

$$a = \frac{1833,92 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} \\ = 75,51 \text{ mm}$$

$$Mnb^- = 1833,92 \times 420 \times \left(536 - \frac{75,51}{2} \right) \\ = 383,771 \text{ kNm}$$

Jadi jumlah dari momen positif dan momen negatif adalah :

$$\Sigma M_{nb} = Mnb^+ + Mnb^- \\ = 322,2 \text{ kNm} + 383,771 \text{ kNm} \\ = 705,91 \text{ kNm}$$

$$1,2 \Sigma Mnb = 1,2 \times 705,91 \text{ kNm} \\ = 847,092 \text{ kNm}$$

Sehingga persyaratan untuk *strong coloumns weak beams* :

$$\Sigma Mnc \geq 1,2 \Sigma Mnb \\ 2130,63 \text{ kNm} \geq 847,092 \text{ kNm}$$

Sehingga memenuhi Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

Pengecekan arah Y

Balok yang menyatu dengan kolom 750×750 pada sisi kanan yakni balok induk B11 400.600 bentang 7m dengan tulangan tarik pada tumpuannya menggunakan tulangan 6D22 ($A_s = 2279,64$

mm²) dan tulangan 4D22 (As' = 1519,76 mm²) untuk tulangan tekannya. Untuk sisi kiri terdapat balok BI2 300.500 bentang 6m dengan tulangan tarik pada tumpuannya menggunakan tulangan 6D22 (As = 2279,64 mm²) dan tulangan 4D22 (As' = 1519,76 mm²) untuk tulangan tekannya.

Mnb tulangan tumpuan kiri atas

As 6D22 + (4D10 (sepanjang b_{eff} pelat)) :

$$a = \frac{2593,8 \times 420}{0,85 \times 30 \times 300} = 142,4 \text{ mm}$$

$$Mnb^- = 2593,8 \times 420 \times \left(536 - \frac{142,4}{2} \right) = 506,351 \text{ kNm}$$

Mnb tulangan tumpuan kanan bawah

As 4D22 :

$$a = \frac{1519,76 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 62,58 \text{ mm}$$

$$Mnb^+ = 1519,76 \times 420 \times \left(536 - \frac{62,58}{2} \right) = 322,2 \text{ kNm}$$

Jadi jumlah dari momen positif dan momen negatif adalah :

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nb} &= Mnb^+ + Mnb^- \\ &= 322,2 \text{ kNm} + 506,351 \text{ kNm} \\ &= 828,5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1,2 \Sigma M_{nb} &= 1,2 \times 828,5 \text{ kNm} \\ &= 994,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

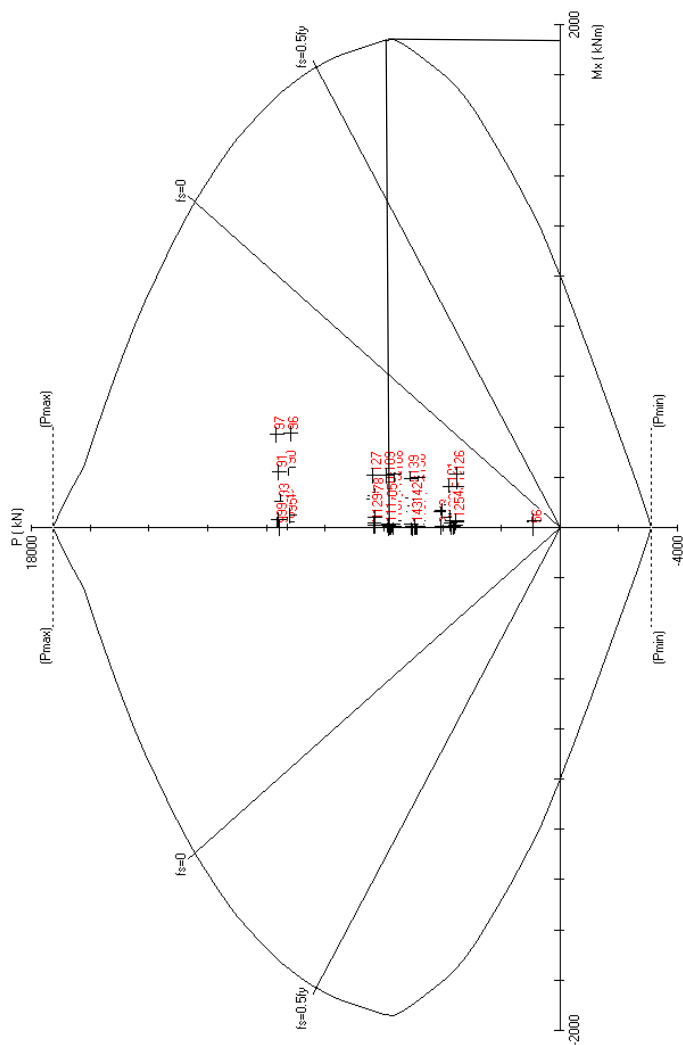
Sehingga persyaratan untuk *strong columns weak beams* :

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nc} &\geq 1,2 \Sigma M_{nb} \\ 2130,63 \text{ kNm} &\geq 994,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

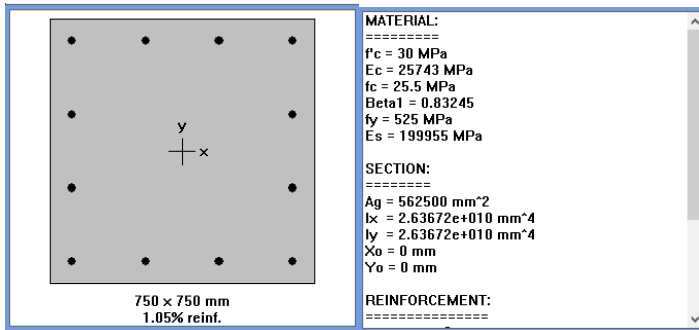
Sehingga memenuhi Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

F. Kontrol gaya tekan terhadap gaya geser rencana

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1, harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan (joints) di setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin, M_{pr} , di setiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor, P_u , yang bekerja pada komponen struktur. Geser komponen struktur tidak perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan pada M_{pr} komponen struktur transversal yang merangka ke dalam joint. Dalam semua kasus V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan oleh analisis struktur.



Gambar 4.21 Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom K2 Dengan $f_s = 1,25f_y$



Lanjutan Gambar 4.21 Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom Dengan $f_s = 1,25f_y$

$$M_{pr_{kolom}} = 1943,6 \text{ kNm}$$

Karena dimensi dan penulangan kolom atas dan bawah sama maka gaya geser di ujung kolom akibat momen lentur :

$$\begin{aligned} V_e &= 2 \times (M_{pr} / l_{lantai \ 1}) \\ &= 2 \times (1943,6 / (3-0,6)) \\ &= 1619,66 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan Mpr balok :

Gaya geser yang bekerja di sepanjang bentang kolom (V_u) ditentukan dari M_{pr+} dan M_{pr-} balok yang menyatu dengan kolom tersebut. Pada perhitungan sebelumnya didapat jumlah tulangan pada tumpuan balok sebanyak 6 D22 pada tulangan tarik dan 4 D 22 pada tulangan tekannya, sehingga perhitungan M_{pr} akibat balok 600/400 mm dengan cara yang sama pada sub bab sebelumnya (f_y ditingkatkan menjadi $1,25f_y$) adalah sebagai berikut :

$$M_{pr^-} = 577,882 \text{ kNm}$$

$$M_{pr^+} = 396,45 \text{ kNm}$$

*) perhitungan M_{pr} di balok sisi lainnya disamakan dengan yang lebih dominan

$$V_u = 2 \frac{M_{pr^+} + M_{pr^-}}{l_n}$$

Dimana: $L_n = 2,4 \text{ m}$

Maka:

$$V_u = 2 \frac{396,45 + 577,882}{2,4} = 811,943 \text{ kN}$$

G. Pengekangan kolom dan kontrol gaya geser

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1, ujung-ujung kolom sepanjang l_o harus dikekang oleh tulangan trasversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.3

$$l_o \geq h = 750 \text{ mm}$$

$$\geq 1/6 \times \text{tinggi bersih kolom} = 1/6 \times 2400 = 400 \text{ mm}$$

$$\geq 450 \text{ mm}$$

dimana s tidak boleh lebih besar dari:

$$- \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil kolom} = \frac{1}{4} \times 750 = 187,5 \text{ mm}$$

$$- 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

Dimana S_o tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Maka dipakai jarak sengkang (s) = 100 mm

$A_{sh_{min}}$ sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Dimana:

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

b_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekan (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

F_{yh} = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

Dengan Asumsi:

$$S = 100 \text{ mm}$$

$$b_c = b - 2d' - d_s$$

$$= 750 - 2(13) - 40$$

$$= 684 \text{ mm}$$

$$A_g = 750 \times 750 = 562500 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (750 - 40)^2 = 504100 \text{ mm}^2$$

$$F_{yh} = 420 \text{ MPa}$$

Maka:

$$A_{SH} = 0,3 \frac{100(684)(30)}{420} \left[\frac{562500}{504100} - 1 \right] = 169,8 \text{ mm}^2$$

$$A_{SH} = 0,09 \frac{100 \cdot 684 \cdot 30}{420} = 439,714 \text{ mm}^2$$

Sehingga digunakan 4D13-100 ($A_{sh} = 530,929 \text{ mm}^2$) > 439,714 mm²

Mengecek apakah V_c beton boleh digunakan atau tidak sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.2 :

Tulangan transversal sepanjang l_o , yang didefinisikan dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1, harus diproporsikan untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ bilamana keduanya (a) **dan** (b) terjadi :

- (a) Gaya geser ditimbulkan gempa, yang dihitung sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1, mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam l_o ;

$$\frac{M_{pr\text{balok kiri}} + M_{pr\text{balok kanan}}}{l_n} > \frac{1}{2} \left(\frac{M_{pr\text{kolom atas}} + M_{pr\text{kolom bawah}}}{l_n} \right)$$

$$2 \times \frac{M_{pr\text{balok}}^+ + M_{pr\text{balok}}^-}{l_n} > \frac{1}{2} \left(\frac{M_{pr\text{kolom atas}} + M_{pr\text{kolom bawah}}}{l_n} \right)$$

$$2 \frac{396,45 + 577,882}{2,4} \Rightarrow \frac{1}{2} \left(\frac{1943,6 + 1943,6}{2,4} \right)$$

$$811,943 \text{ kN} > 809,833 \text{ kN} \dots \text{Memenuhi } (V_c = 0)$$

- (b) Gaya tekan aksial berfaktor, P_u , termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f'_c / 10$.

$$6367132,5 \text{ N} < 750 \text{ mm} \times 750 \text{ mm} \times \frac{30 \text{ Mpa}}{10}$$

$$6367132,5 \text{ N} > 1687500 \text{ N} \dots \text{Tidak Memenuhi (} V_c \neq 0 \text{)}$$

Dari kedua syarat diatas untuk memenuhi $V_c = 0$ **tidak terbukti** sehingga V_c dimasukkan dalam perhitungan

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d$$

$$V_c = \left(1 + \frac{6367132,5}{14 \times 562500} \right) \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 750 \times 684$$

$$V_c = 846937,186 \text{ N}$$

Cek kebutuhan tulangan geser

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{811,943 \text{ kN}}{0,75} - 846,937 \text{ kN} = 235,653 \text{ kN}$$

Tulangan transversal penahan geser perlu diperhitungkan sebesar 235,653 kN, namun akan tetap dipasang tulangan hasil perhitungan tulangan transversal sebagai confinement 4D13-100mm dengan kontrol akhir sebagai berikut :

Dipakai tulangan 4D13 – 100 mm ($A_v = 530,929 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s f_y d}{s} \\ &= \frac{530,929 \cdot 420 \cdot 684}{100} \\ &= 1525,253 \text{ kN} > \text{kebutuhan } V_s \text{ geser} = 235,653 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$0,75 \times (846,937 \text{ kN} + 1525,253 \text{ kN}) \geq 811,943 \text{ kN}$$

$$1779142,5 \text{ N} \geq 811943 \text{ N} \quad (\text{ok})$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

$$- 6 \times d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$- 150 \text{ mm}$$

Maka dipakai $s = 130 \text{ mm}$

H. Panjang lewatan sambungan

Sambungan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.3.2, sebagai berikut :

$$l_d = \frac{d_b f_y}{4 \times \sqrt{f'_c}} \geq 0,04 d_b f_y$$

$$l_d = \frac{22(420)}{4 \times \sqrt{30}} \geq 0,04 \times 22 \times 420$$

$$l_d = 451,26 \geq 369,6$$

Sehingga panjang lewatan yang digunakan adalah 480 mm.

I. Kontrol kebutuhan tulangan torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari :

$$Tu \leq \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \times \sqrt{1 + \frac{Nu}{0,33 A_g \sqrt{f'_c}}} \text{ dengan } \phi = 0,75$$

A_{cp} = Luas penampang keseluruhan

P_{cp} = keliling penampang keseluruhan

Didapat dari perhitungan SAP 2000

$$Nu = 6367132,5 \text{ N}$$

$$Tu = 1657200 \text{ Nmm}$$

Kontrol kebutuhan torsi :

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h &= 750 \times 750 &= 562500 \text{ mm}^2 \\ P_{cp} &= 2 \times (b + h) &= 2 \times (750 + 750) &= 3000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$1657200 \leq 0,75 \frac{\sqrt{30}}{12} \times \left(\frac{562500^2}{3000} \right) \times \sqrt{1 + \frac{6367132,5}{0,33 \times 562500 \times \sqrt{30}}}$$

$$1657200 \text{ Nmm} \leq 97298715,9 \text{ Nmm}$$

Sehingga tidak dibutuhkan tulangan torsi pada struktur kolom.

4.4.3.3 Perencanaan kolom K3

Data umum perencanaan kolom :

Dimensi : K3 65/65

Tebal decking (d') : 40 mm

SNI 2847:2013 Pasal 7.7

Tulangan long : 25 mm

Tulangan sengkang : 13 mm

Mutu tulangan (f_y) : 420 MPa

Mutu beton (f'_c) : 30 Mpa

A. Kontrol dimensi kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f'_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
 $650 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$
- Rasio dimensi besar dari 0,4
 $\text{Rasio } b/h = 650/650 = 1 > 0,4$

B. Penulangan longitudinal kolom

Beban aksial dan momen yang terjadi pada kolom didapat dari program SAP :

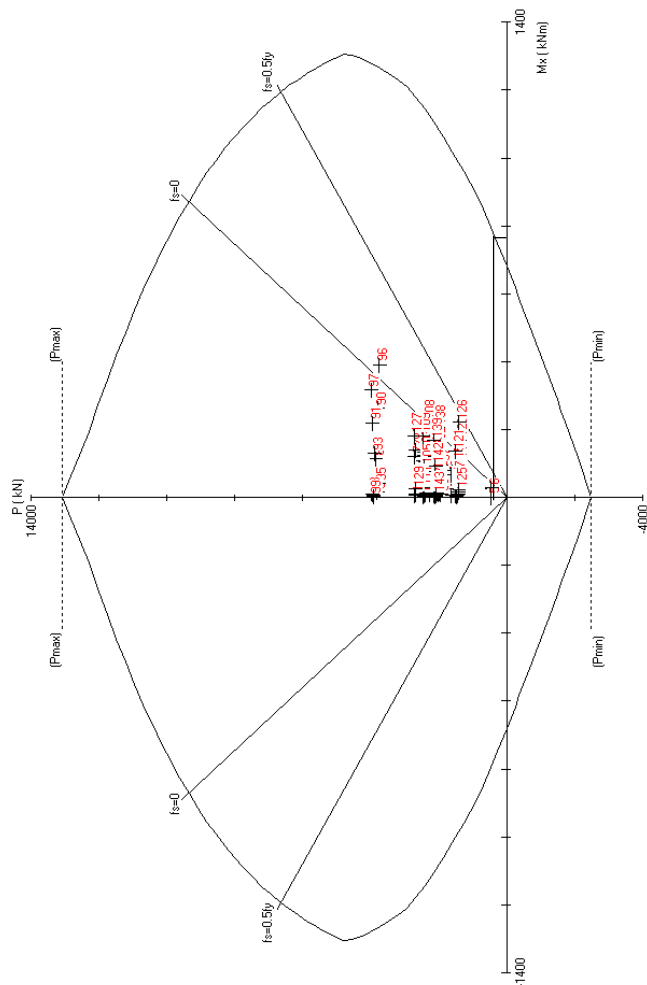
Tabel 4.33 Gaya Dalam pada Kolom K3

Kombinasi	Ket	Aksial	Momen X	Momen Y
		kg	kgm	kgm
1,4DL		229734,8	9370,54	3137,01
1,4DL		227605,4	948,3	497,86
1,4DL		225476	11267,13	4132,73
1,2DL+1,6LL+0,5R		271385,9	12148,7	4357,78
1,2DL+1,6LL+0,5R		269560,7	931,06	435,23
1,2DL+1,6LL+0,5R		267735,5	14010,79	5228,24
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Max	240925,5	7965,69	2318,37
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Max	239100,3	1290,44	2169,36
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Max	237275,1	15681,67	13490,54
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Min	245993,6	13244,1	9782,25
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Min	244168,4	483	1305,27
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Min	242343,2	9074,97	4298,49
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Max	239145,7	3088,42	1765,76
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Max	237320,5	2168,61	962,12
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Max	235495,3	22062,4	7385,29
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Min	247773,4	18121,3	5698,12
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Min	245948,2	395,17	98,04
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Min	244123	2694,24	1806,76
0,9DL+1,0Ex	Max	145152,6	3384,73	4033,67
0,9DL+1,0Ex	Max	143783,7	1013,34	2057,37
0,9DL+1,0Ex	Max	142414,8	10546,51	11551,27
0,9DL+1,0Ex	Min	150220,7	8663,11	8066,96

Lanjutan **Tabel 4.33** Gaya Dalam pada Kolom

0,9DL+1,0Ex	Min	148851,8	205,9	1417,26
0,9DL+1,0Ex	Min	147482,9	3939,81	6237,76
0,9DL+1,0Ey	Max	143372,9	1492,54	50,47
0,9DL+1,0Ey	Max	142004	1891,51	850,13
0,9DL+1,0Ey	Max	140635,1	16927,24	5446,03
0,9DL+1,0Ey	Min	152000,5	13540,4	3982,83
0,9DL+1,0Ey	Min	150631,6	672,27	210,03
0,9DL+1,0Ey	Min	149262,7	2440,93	132,51
1,2DL+1,6LL+0,5Lr		273259	12161,8	4345,93
1,2DL+1,6LL+0,5Lr		271433,8	931,67	432,47
1,2DL+1,6LL+0,5Lr		269608,6	14025,12	5210,87
1,2DL+1,6LL		271385,9	12148,7	4357,78
1,2DL+1,6LL		269560,7	931,06	435,23
1,2DL+1,6LL		267735,5	14010,79	5228,24

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu pada gambar 4.22 berikut :



$M_{nc} = 794,28 \text{ kNm}$

Gambar 4.22 Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom K3

Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 2732589,9N

$$2732589,9N \geq 650 \times 650 \times \frac{30}{10}$$

$$2732589,9N > 1267500 N \dots \text{Ok}$$

C. Kontrol rasio tulangan longitudinal kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang, Ast, tidak boleh kurang dari 0,01 Ag atau lebih dari 0,06 Ag. Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCACOL diperoleh Tulangan longitudinal : 12D25, dengan rasio tulangan = 1,39 % (OK).

D. Kontrol kapasitas beban aksial kolom terhadap beban aksial terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$\begin{aligned} P_u &= 2732589,9N \\ \phi &= 0,65 \\ A_g &= 650 \times 650 = 422500 \text{ mm}^2 \\ A_{st} &= 12 \frac{1}{4} \pi 25^2 = 5890,49 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga:

$$\phi P_n = 6810725,119 N > P_u = 2732589,9N(\text{OK})$$

E. Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa.

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana ΣM_{nc} adalah momen kapasitas kolom dan ΣM_{nb} merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa M_{nc} harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat strong column weak beam. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan strong column weak beam.

ΣM_{nc} didapat dari diagram interaksi aksial momen dan kolom didapat,

$$\begin{aligned} M_{nc} \text{ kolom atas} &= 773,54 \text{ kNm} \\ M_{nc} \text{ kolom bawah} &= 794,28 \text{ kNm} \\ \Sigma M_{nc} &= 1567,82 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Nilai M_{nb} dicari dari jumlah M_{nb}^+ dan M_{nb}^- balok yang menyatu dengan kolom 950×950 sisi kanan dan kiri, yang dapat dihitung dengan rumus :

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

, dimana nilai $a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$

Pengecekan arah X

Balok yang menyatu dengan kolom 650×650 pada sisi kanan yakni balok induk B11 400.600 bentang 8m seperti yang dihitung pada sub bab 4.4.2.2 dengan tulangan tarik pada tumpuannya menggunakan tulangan 5D22 ($A_s = 1899,7 \text{ mm}^2$) dan tulangan 4D22 ($A_s' = 1519,76 \text{ mm}^2$) untuk tulangan tekannya. Untuk sisi kiri terdapat balok B11 400.600 bentang 7,5m dengan tulangan tarik pada tumpuannya menggunakan tulangan 4D22 ($A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$) dan tulangan 3D22 ($A_s' = 1139,82 \text{ mm}^2$) untuk tulangan tekannya.

Mnb tulangan tumpuan kanan bawah

As 4D22 :

$$a = \frac{1519,76 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 62,58 \text{ mm}$$

$$Mnb^+ = 1519,76 \times 420 \times \left(536 - \frac{62,58}{2} \right) = 322,2 \text{ kNm}$$

Mnb tulangan tumpuan kiri atas

As 4D22 + (4D10 (sepanjang b_{eff} pelat)) :

$$a = \frac{1833,92 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 75,51 \text{ mm}$$

$$Mnb^- = 1833,92 \times 420 \times \left(536 - \frac{75,51}{2} \right) = 383,771 \text{ kNm}$$

Jadi jumlah dari momen positif dan momen negatif adalah :

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nb} &= Mnb^+ + Mnb^- \\ &= 322,2 \text{ kNm} + 383,771 \text{ kNm} \\ &= 705,91 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1,2 \Sigma Mnb &= 1,2 \times 705,91 \text{ kNm} \\ &= 847,092 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sehingga persyaratan untuk *strong coloumns weak beams* :

$$\begin{aligned} \Sigma Mnc &\geq 1,2 \Sigma Mnb \\ 1567,82 \text{ kNm} &\geq 847,092 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sehingga memenuhi Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

Pengecekan arah Y

Balok yang menyatu dengan kolom 650×650 pada sisi kanan yakni balok induk BII 400.600 bentang 7m dengan tulangan tarik pada tumpuannya menggunakan tulangan 6D22 ($As = 2279,64$

mm²) dan tulangan 4D22 (As' = 1519,76 mm²) untuk tulangan tekannya. Untuk sisi kiri terdapat balok BI2 300.500 bentang 6m dengan tulangan tarik pada tumpuannya menggunakan tulangan 6D22 (As = 2279,64 mm²) dan tulangan 4D22 (As' = 1519,76 mm²) untuk tulangan tekannya.

Mnb tulangan tumpuan kiri atas

As 6D22 + (4D10 (sepanjang b_{eff} pelat)) :

$$a = \frac{2593,8 \times 420}{0,85 \times 30 \times 300} = 142,4 \text{ mm}$$

$$Mnb^- = 2593,8 \times 420 \times \left(536 - \frac{142,4}{2} \right) = 506,351 \text{ kNm}$$

Mnb tulangan tumpuan kanan bawah

As 4D22 :

$$a = \frac{1519,76 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 62,58 \text{ mm}$$

$$Mnb^+ = 1519,76 \times 420 \times \left(536 - \frac{62,58}{2} \right) = 322,2 \text{ kNm}$$

Jadi jumlah dari momen positif dan momen negatif adalah :

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nb} &= Mnb^+ + Mnb^- \\ &= 322,2 \text{ kNm} + 506,351 \text{ kNm} \\ &= 828,5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1,2 \Sigma Mnb &= 1,2 \times 828,5 \text{ kNm} \\ &= 994,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

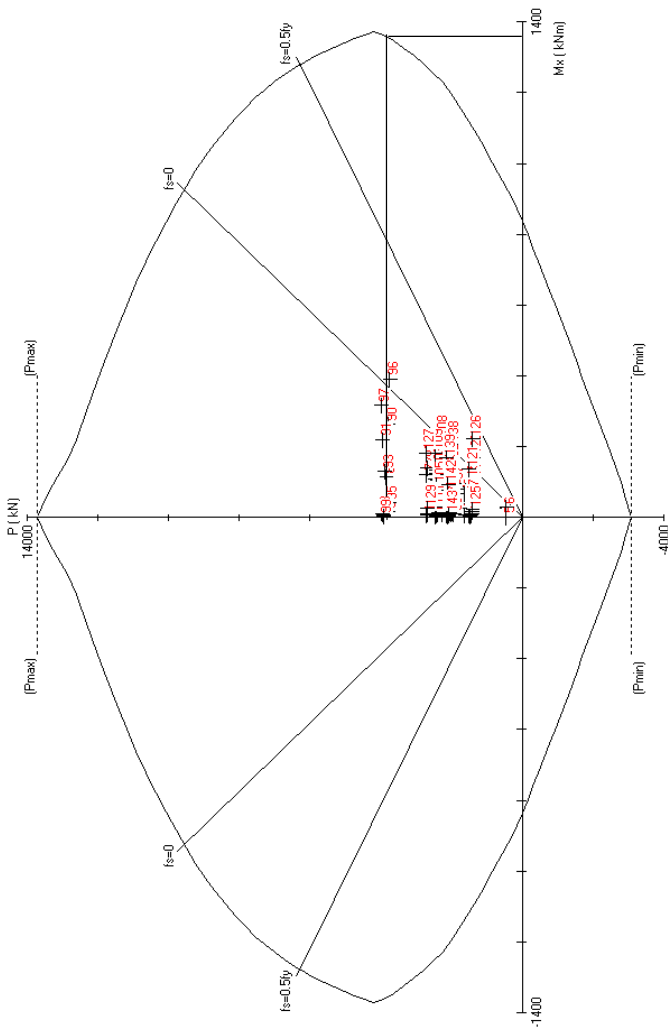
Sehingga persyaratan untuk *strong coloumns weak beams* :

$$\begin{aligned} \Sigma Mnc &\geq 1,2 \Sigma Mnb \\ 1567,82 \text{ kNm} &\geq 994,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sehingga memenuhi Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

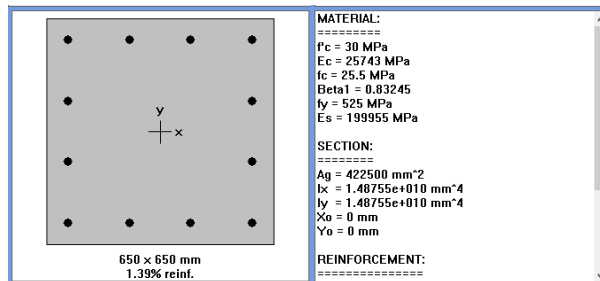
F. Kontrol gaya tekan terhadap gaya geser rencana

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1, harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan (joints) di setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin, M_{pr} , di setiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor, P_u , yang bekerja pada komponen struktur. Geser komponen struktur tidak perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan pada M_{pr} komponen struktur transversal yang merangka ke dalam joint. Dalam semua kasus V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan oleh analisis struktur.



$M_{pr} = 1365,48 \text{ kNm}$

Gambar 4.23 Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom Dengan $f_s = 1,25f_y$



Lanjutan Gambar 4.23 Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom Dengan $f_s = 1,25f_y$

$$M_{pr_{kolom}} = 1365,48 \text{ kNm}$$

Karena dimensi dan penulangan kolom atas dan bawah sama maka gaya geser di ujung kolom akibat momen lentur :

$$\begin{aligned} V_e &= 2 \times (M_{pr} / l_{\text{jantai } 1}) \\ &= 2 \times (1365,48 / (3-0,6)) \\ &= 1137,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan Mpr balok :

Gaya geser yang bekerja di sepanjang bentang kolom (V_u) ditentukan dari M_{pr+} dan M_{pr-} balok yang menyatu dengan kolom tersebut. Pada perhitungan sebelumnya didapat jumlah tulangan pada tumpuan balok sebanyak 6 D22 pada tulangan tarik dan 4 D 22 pada tulangan tekannya, sehingga perhitungan Mpr akibat balok 600/400 mm dengan cara yang sama pada sub bab sebelumnya (f_y ditingkatkan menjadi $1,25f_y$) adalah sebagai berikut :

$$M_{pr}^- = 577,882 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^+ = 396,45 \text{ kNm}$$

*) perhitungan Mpr di balok sisi lainnya disamakan dengan yang lebih dominan

$$V_u = 2 \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n}$$

Dimana: $l_n = 2,4 \text{ m}$

Maka:

$$Vu = 2 \frac{396,45 + 577,882}{2,4} = 811,943 \text{ kN}$$

G. Pengekangan kolom dan kontrol gaya geser

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1, ujung-ujung kolom sepanjang l_o harus dikekang oleh tulangan trasversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.3

$$l_o \geq h = 650 \text{ mm}$$

$$\geq 1/6 \times \text{tinggi bersih kolom} = 1/6 \times 2400 = 400 \text{ mm}$$

$$\geq 450 \text{ mm}$$

dimana s tidak boleh lebih besar dari:

$$- \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil kolom} = \frac{1}{4} \times 650 = 162,5 \text{ mm}$$

$$- 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

Dimana S_o tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Maka dipakai jarak sengkang (s) = 100 mm

$A_{sh_{min}}$ sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Dimana:

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

b_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

F_{yh} = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

Dengan Asumsi:

$$\begin{aligned}
 S &= 100 \text{ mm} \\
 b_c &= b - 2d' - d_s \\
 &= 650 - 2(13) - 40 \\
 &= 584 \text{ mm} \\
 A_g &= 650 \times 650 = 422500 \text{ mm}^2 \\
 A_{ch} &= (650 - 40)^2 = 372100 \text{ mm}^2 \\
 F_{yh} &= 420 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Maka:

$$\begin{aligned}
 A_{SH} &= 0,3 \frac{100(584)(30)}{420} \left[\frac{422500}{372100} - 1 \right] = 169,5 \text{ mm}^2 \\
 A_{SH} &= 0,09 \frac{100.584.30}{420} = 375,43 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan 3D13-100 ($A_{sh}=398,197 \text{ mm}^2$) > $375,43 \text{ mm}^2$

Mengecek apakah V_c beton boleh digunakan atau tidak sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.2 :

Tulangan transversal sepanjang l_o , yang didefinisikan dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1, harus diproporsikan untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ bilamana keduanya (a) **dan** (b) terjadi :

- (a) Gaya geser ditimbulkan gempa, yang dihitung sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1, mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam l_o ;

$$\begin{aligned}
 \frac{M_{pr\text{balok kiri}} + M_{pr\text{balok kanan}}}{\ln} &> \frac{1}{2} \left(\frac{M_{pr\text{kolom atas}} + M_{pr\text{kolom bawah}}}{\ln} \right) \\
 2 \times \frac{M_{pr\text{balok}}^+ + M_{pr\text{balok}}^-}{\ln} &> \frac{1}{2} \left(\frac{M_{pr\text{kolom atas}} + M_{pr\text{kolom bawah}}}{\ln} \right) \\
 2 \times \frac{396,45 + 577,882}{2,4} &> \frac{1}{2} \left(\frac{1365,48 + 1365,48}{2,4} \right) \\
 811,943 \text{ kN} &> 568,95 \text{ kN} \dots \text{Memenuhi}
 \end{aligned}$$

- (b) Gaya tekan aksial berfaktor, P_u , termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f_c' / 10$.

$$2732589,9\text{N} < 650\text{ mm} \times 650\text{ mm} \times \frac{30\text{ Mpa}}{10}$$

$$2732589,9\text{N} > 1267500\text{ N} \dots \text{Tidak Memenuhi (} V_c \neq 0 \text{)}$$

Dari kedua syarat diatas untuk memenuhi $V_c = 0$ **tidak terbukti** sehingga V_c dimasukkan dalam perhitungan

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2732589,9\text{N}}{14 \times 422500} \right) \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 650 \times 584$$

$$V_c = 506612,5188\text{ N}$$

Cek kebutuhan tulangan geser

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{811,943\text{ kN}}{0,75} - 506,612\text{kN} = 575,98\text{ kN}$$

Tulangan transversal penahan geser perlu diperhitungkan sebesar 575,98kN namun akan tetap dipasang tulangan hasil perhitungan tulangan transversal sebagai confinement 3D13-100mm dengan kontrol akhir sebagai berikut :

Dipakai tulangan 3D13 – 100 mm ($A_v = 398,197\text{mm}^2$)

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s f_y d}{s} \\ &= \frac{398,197 \cdot 420 \cdot 584}{100} \\ &= 976,697\text{ kN} > \text{kebutuhan tulangan geser } V_s = 575,98\text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.1

$$\begin{aligned} \phi V_n &\geq V_u \\ \phi (V_c + V_s) &\geq V_u \\ 0,75 \times (506,612\text{ kN} + 976,697\text{ kN}) &\geq \text{kN} \end{aligned}$$

$$1112481,75 \text{ N} \qquad \geq 811943 \text{ N} \quad (\text{ok})$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

$$- 6 \times d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$- 150 \text{ mm}$$

Maka dipakai $s = 130 \text{ mm}$

H. Panjang lewatan sambungan

Sambungan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.3.2, sebagai berikut :

$$l_d = \frac{d_b f_y}{4 \times \sqrt{f'_c}} \geq 0,04 d_b f_y$$

$$l_d = \frac{22(420)}{4 \times \sqrt{30}} \geq 0,04 \times 22 \times 420$$

$$l_d = 451,26 \geq 369,6$$

Sehingga panjang lewatan yang digunakan adalah 480 mm.

I. Kontrol kebutuhan tulangan torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari :

$$Tu \leq \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \times \sqrt{1 + \frac{Nu}{0,33 A_g \sqrt{f'_c}}} \text{ dengan } \phi = 0,75$$

A_{cp} = Luas penampang keseluruhan

P_{cp} = keliling penampang keseluruhan

Didapat dari perhitungan SAP 2000

$$Nu = 2732589,9 \text{ N}$$

$$Tu = 3379500 \text{ Nmm}$$

Kontrol kebutuhan torsi :

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h &= 650 \times 650 &= 422500 \text{ mm}^2 \\ P_{cp} &= 2 \times (b + h) &= 2 \times (650 + 650) &= 2600 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$3379500 \leq 0,75 \frac{\sqrt{30}}{12} \times \left(\frac{422500^2}{2600} \right) \times \sqrt{1 + \frac{2732589,9}{0,33 \times 422500 \times \sqrt{30}}}$$

$$3379500 \text{ Nmm} \leq 50288820,74 \text{ Nmm}$$

Sehingga tidak dibutuhkan tulangan torsi pada struktur kolom.

4.4.3.4 Perencanaan kolom K1 (Eksterior)

Data umum perencanaan kolom :

Dimensi	: K1 95/95
Tebal decking (d')	: 40 mm
SNI 2847:2013 Pasal 7.7	
Tulangan long	: 25 mm
Tulangan sengkang	: 13 mm
Mutu tulangan (f_y)	: 420 MPa
Mutu beton (f'_c)	: 30 Mpa

A. Kontrol dimensi kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f'_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
 $950 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$
- Rasio dimensi besar dari 0.4
 $\text{Rasio } b/h = 950/950 = 1 > 0,4$

B. Penulangan longitudinal kolom

Beban aksial dan momen yang terjadi pada kolom didapat dari program SAP :

Tabel 4.34 Gaya Dalam pada Kolom K1 Eksterior

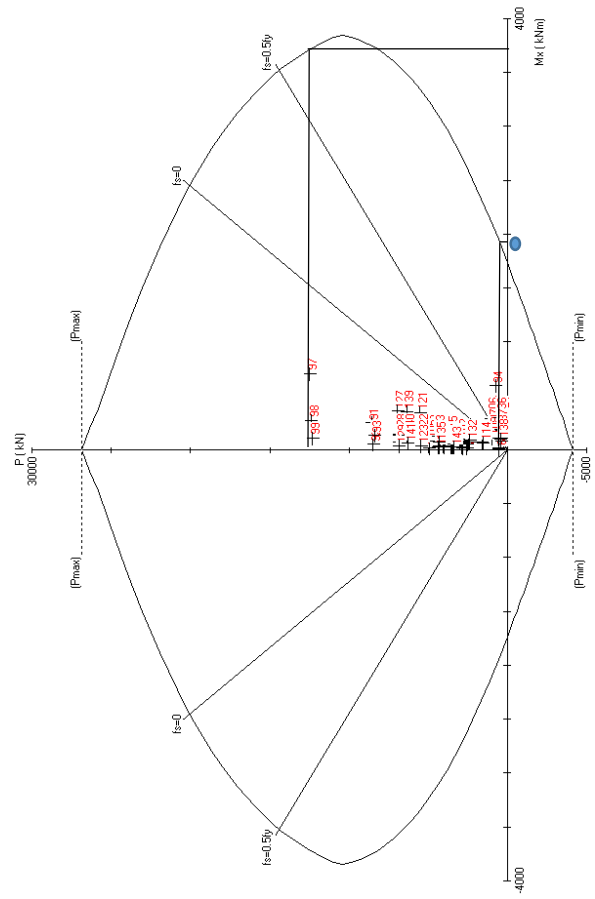
Kombinasi	Ket	Aksial	Momen X	Momen Y
		kg	kgm	kgm
1,4DL		404138,2	3374,76	6759,24
1,4DL		398073,4	2829,19	3043,71
1,4DL		392008,6	9033,14	12846,7
1,2DL+1,6LL+0,5R		434969,2	3789,61	7984,68
1,2DL+1,6LL+0,5R		429770,8	3133,34	3620,24
1,2DL+1,6LL+0,5R		424572,4	10056,3	15225,2
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Max	303473,5	6377,91	37289,68
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Max	298275,1	7709,08	17964,73
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Max	293076,7	9985,68	1257,16
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Min	500041,1	13284,4	22963,6
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Min	494842,7	1973,64	24446,7
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Min	489644,3	8391,71	26032,9
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Max	108992,9	29151,98	16234,44
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Max	103794,5	18969,48	3138,37
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Max	98596,14	11148,51	9920,93
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Min	694521,7	36058,5	1908,37
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Min	689323,3	13234	9620,34
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Min	684124,9	7228,88	17369,1
0,9DL+1,0Ex	Max	161519,3	7661,68	34471,87
0,9DL+1,0Ex	Max	157620,5	6660,13	19249,04
0,9DL+1,0Ex	Max	153721,7	6604	4129,28
0,9DL+1,0Ex	Min	358086,9	12000,7	25781,4

Lanjutan **Tabel 4.34** Gaya Dalam pada Kolom

0,9DL+1,0Ex	Min	354188,1	3022,6	23162,4
0,9DL+1,0Ex	Min	350289,3	5010,03	20646,4
0,9DL+1,0Ey	Max	32961,3	30435,74	13416,63
0,9DL+1,0Ey	Max	36860,1	17920,53	4422,68
0,9DL+1,0Ey	Max	40758,9	7766,84	4534,49
0,9DL+1,0Ey	Min	552567,5	34774,7	4726,18
0,9DL+1,0Ey	Min	548668,7	14283	8336,03
0,9DL+1,0Ey	Min	544769,9	3847,2	11982,7
1,2DL+1,6LL+0,5Lr		435685,8	3788,16	7987,24
1,2DL+1,6LL+0,5Lr		430487,4	3134,3	3618,5
1,2DL+1,6LL+0,5Lr		425289	10056,76	15224,2
1,2DL+1,6LL		434969,2	3789,61	7984,68
1,2DL+1,6LL		429770,8	3133,34	3620,24
1,2DL+1,6LL		424572,4	10056,3	15225,2

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu pada gambar 4.24 berikut :

$M_{nc} = 1866,88 \text{ kNm}$



Gambar 4.24 Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom K1 Eksterior

Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 6945, 2169 kN = 6945216,9 N

$$6945216,9 \text{ N} \geq 950 \times 950 \times \frac{30}{10}$$

$$6945216,9 \text{ N} \geq 2707500 \text{ N} \dots \text{Ok}$$

C. Kontrol rasio tulangan longitudinal kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari 0.01 A_g atau lebih dari 0.06 A_g . Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCACOL diperoleh Tulangan longitudinal : 20D25, dengan rasio tulangan = 1,09 % (OK).

D. Kontrol kapasitas beban aksial kolom terhadap beban aksial terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$\begin{aligned} P_u &= 10283670 \text{ N} \\ \phi &= 0,65 \\ A_g &= 950 \times 950 \\ &= 902500 \text{ mm}^2 \\ A_{st} &= 20 \frac{1}{4} \pi 25^2 = 10193,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga:

$$\phi P_n = 14058244,6 \text{ N} > P_u = 6945216,9 \text{ N (OK)}$$

E. Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa.

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana $\sum M_{nc}$ adalah momen kapasitas kolom dan $\sum M_{nb}$ merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa M_{nc} harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat strong column weak beam. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan strong kolom weak beam.

$\sum M_{nc}$ didapat dari diagram interaksi aksial momen dan kolom didapat,

$$M_{nc} \text{ kolom atas} = 1878,09 \text{ kNm}$$

$$M_{nc} \text{ kolom bawah} = 1866,88 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{nc} = 3744,97 \text{ kNm}$$

Nilai M_{nb} dicari dari jumlah M_{nb}^+ dan M_{nb}^- balok yang menyatu dengan kolom 950×950 sisi kanan dan kiri, yang dapat dihitung dengan rumus :

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

, dimana nilai $a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$

Pengecekan arah X

Balok yang menyatu dengan kolom 950×950 pada sisi kanan yakni balok induk BI1 400.600 bentang 8m dengan tulangan tarik pada tumpuannya menggunakan tulangan 5D22 ($A_s = 1899,7 \text{ mm}^2$) dan tulangan 4D22 ($A_s' = 1519,76 \text{ mm}^2$) untuk tulangan tekannya. Untuk sisi kiri terdapat balok BI1 400.600 bentang 7,5m seperti yang dihitung pada sub bab 4.2.2.1 dengan tulangan tarik pada tumpuannya menggunakan tulangan 4D22 ($A_s = 1519,76$

mm²) dan tulangan 3D22 ($A_s' = 1139,82 \text{ mm}^2$) untuk tulangan tekannya.

Mnb tulangan tumpuan kanan bawah

As 4D22 :

$$a = \frac{1519,76 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 65,28 \text{ mm}$$

$$Mnb^+ = 1519,76 \times 420 \times \left(536 - \frac{65,28}{2} \right) = 322,2 \text{ kNm}$$

Mnb tulangan tumpuan kiri atas

As 4D22 + (4D10 (sepanjang b_{eff} pelat)) :

$$a = \frac{1833,92 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 75,514 \text{ mm}$$

$$Mnb^- = 1833,92 \times 420 \times \left(536 - \frac{75,514}{2} \right) = 383,769 \text{ kNm}$$

Jadi jumlah dari momen positif dan momen negatif adalah :

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nb} &= Mnb^+ + Mnb^- \\ &= 322,2 \text{ kNm} + 383,769 \text{ kNm} \\ &= 705,97 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1,2 \Sigma M_{nb} &= 1,2 \times 705,97 \text{ kNm} \\ &= 847,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sehingga persyaratan untuk *strong coloumns weak beams* :

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nc} &\geq 1,2 \Sigma M_{nb} \\ 3744,97 \text{ kNm} &\geq 847,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sehingga memenuhi Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

Pengecekan arah Y

Balok yang menyatu dengan kolom 950×950 pada sisi kiri yakni balok induk BI2 300.500 bentang 6m dengan tulangan tarik pada tumpuannya menggunakan tulangan 6D22 ($A_s = 2279,64 \text{ mm}^2$) dan tulangan 4D22 ($A_s' = 1519,76 \text{ mm}^2$) untuk tulangan tekannya.

Mnb tulangan tumpuan kiri atas

As 6D22 + (4D10 (sepanjang b_{eff} pelat)) :

$$a = \frac{2593,8 \times 420}{0,85 \times 30 \times 300} = 142,4 \text{ mm}$$

$$Mnb^- = 2593,8 \times 420 \times \left(536 - \frac{142,4}{2} \right) = 455,7 \text{ kNm}$$

Karena hanya ada 1 balok di sisi kiri maka,

$$\Sigma M_{nb} = Mnb^- = 506,33 \text{ kNm}$$

$$1,2 \Sigma Mnb = 1,2 \times 506,33 \text{ kNm} = 607,6 \text{ kNm}$$

Sehingga persyaratan untuk *strong coloumns weak beams* :

$$\Sigma Mnc \geq 1,2 \Sigma Mnb$$

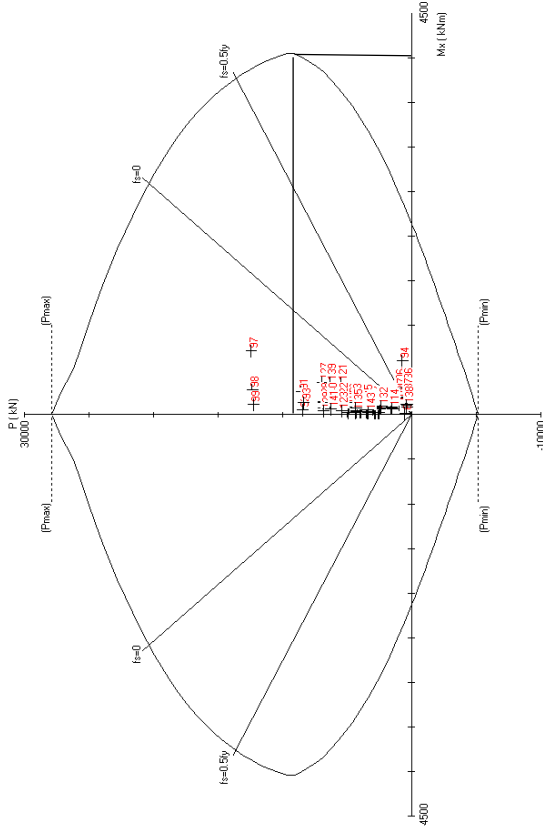
$$3744,97 \text{ kNm} \geq 607,6 \text{ kNm}$$

Sehingga memenuhi Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

F. Kontrol gaya tekan terhadap gaya geser rencana

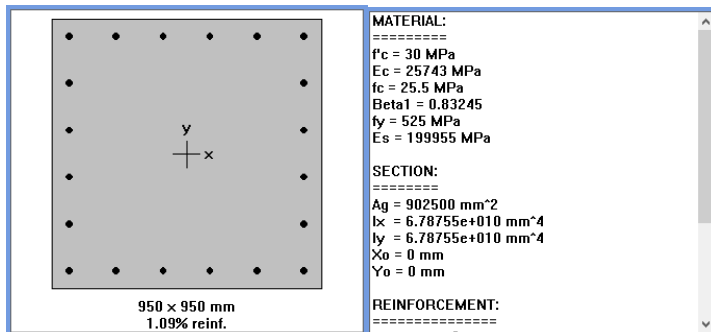
Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1, harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan (joints) di setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin, M_{pr} , di setiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor, P_u , yang bekerja pada komponen struktur. Geser komponen struktur tidak

perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan pada Mpr komponen struktur transversal yang merangka ke dalam joint. Dalam semua kasus V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan oleh analisis struktur.



Gambar 4.25 Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom K1 Eksterior Dengan $f_s = 1,25f_y$

$$M_{pr} = 4001,55 \text{ kNm}$$



Lanjutan Gambar 4.25 Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom Dengan $f_s = 1,25f_y$

$$M_{pr_{kolom}} = 4001,55 \text{ kNm}$$

Karena dimensi dan penulangan kolom atas dan bawah sama maka gaya geser di ujung kolom akibat momen lentur :

$$\begin{aligned} V_e &= 2 \times (M_{pr} / l_{\text{antai}}) \\ &= 2 \times (4001,55 / (4-0,6)) \\ &= 2353,82 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan Mpr balok :

Gaya geser yang bekerja di sepanjang bentang kolom (V_u) ditentukan dari M_{pr+} dan M_{pr-} balok yang menyatu dengan kolom tersebut. Pada perhitungan sebelumnya didapat jumlah tulangan pada tumpuan balok sebanyak 6 D22 pada tulangan tarik dan 4 D 22 pada tulangan tekannya, sehingga perhitungan M_{pr} akibat balok 600/400 mm dengan cara yang sama pada sub bab sebelumnya (f_y ditingkatkan menjadi 1,25 f_y) adalah sebagai berikut :

$$M_{pr^-} = 577,882 \text{ kNm}$$

$$M_{pr^+} = 396,45 \text{ kNm}$$

*) perhitungan M_{pr} di balok sisi lainnya disamakan dengan yang lebih dominan

$$V_u = 2 \frac{M_{pr^+} + M_{pr^-}}{l_n}$$

Dimana: $L_n = 3,4 \text{ m}$

Maka:

$$V_u = 2 \frac{396,45 + 577,882}{3,4} = 573,13 \text{ kN}$$

G. Pengekangan kolom dan kontrol gaya geser

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1, ujung-ujung kolom sepanjang l_o harus dikekang oleh tulangan transversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.3

$$l_o \geq h = 950 \text{ mm}$$

$$\geq 1/6 \times \text{tinggi bersih kolom} = 1/6 \times 3400 = 566,67 \text{ mm}$$

$$\geq 450 \text{ mm}$$

dimana s tidak boleh lebih besar dari:

$$- \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil kolom} = \frac{1}{4} \times 950 = 237,5 \text{ mm}$$

$$- 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

Dimana S_o tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Maka dipakai jarak sengkang (s) = 100 mm

$A_{sh_{min}}$ sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_{tc}}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_{tc}}{f_{yt}}$$

Dimana:

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

b_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

F_{yh} = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

Dengan Asumsi:

$$\begin{aligned}
 S &= 100 \text{ mm} \\
 b_c &= b - 2d' - d_s \\
 &= 950 - 2(13) - 40 \\
 &= 884 \text{ mm} \\
 A_g &= 950 \times 950 = 902500 \text{ mm}^2 \\
 A_{ch} &= (950 - 40)^2 = 828100 \text{ mm}^2 \\
 F_{yh} &= 420 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Maka:

$$\begin{aligned}
 A_{SH} &= 0,3 \frac{100(884)(30)}{420} \left[\frac{902500}{828100} - 1 \right] = 170,190 \text{ mm}^2 \\
 A_{SH} &= 0,09 \frac{100.884.30}{420} = 568,286 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan 5D13-100

$$(A_{sh} = 663,661 \text{ mm}^2) > 568,286 \text{ mm}^2$$

Mengecek apakah V_c beton boleh digunakan atau tidak sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.2 :

Tulangan transversal sepanjang l_o , yang didefinisikan dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1, harus diproporsikan untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ bilamana keduanya (a) dan (b) terjadi :

- (a) Gaya geser ditimbulkan gempa, yang dihitung sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1, mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam l_o ;

$$\begin{aligned}
 \frac{M_{pr\text{balok kiri}} + M_{pr\text{balok kanan}}}{\ln} &> \frac{1}{2} \left(\frac{M_{pr\text{kolom atas}} + M_{pr\text{kolom bawah}}}{\ln} \right) \\
 2 \times \frac{M_{pr\text{balok}}^+ + M_{pr\text{balok}}^-}{\ln} &> \frac{1}{2} \left(\frac{M_{pr\text{kolom atas}} + M_{pr\text{kolom bawah}}}{\ln} \right) \\
 2 \times \frac{396,45 + 577,882}{3,4} &> \frac{1}{2} \left(\frac{4001,55 + 4001,55}{3,4} \right) \\
 573,13 \text{ kN} &< 1176,93 \text{ kN} \dots \text{ Tidak Memenuhi } (V_c \neq 0)
 \end{aligned}$$

- (b) Gaya tekan aksial berfaktor, P_u , termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f_c' / 10$.

$$6945216,9 \text{ N} < 950 \text{ mm} \times 950 \text{ mm} \times \frac{30 \text{ Mpa}}{10}$$

$$6945216,9 \text{ N} > 2707500 \text{ N} \dots \text{Tidak Memenuhi (} V_c \neq 0 \text{)}$$

Dari kedua syarat diatas untuk memenuhi $V_c = 0$ **tidak terbukti** sehingga V_c dimasukkan dalam perhitungan

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d$$

$$V_c = \left(1 + \frac{6945216,9}{14 \times 902500} \right) \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 950 \times 884$$

$$V_c = 1188030,251 \text{ N}$$

Cek kebutuhan tulangan geser

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{573,13 \text{ kN}}{0,75} - 1188,03 \text{ kN} = -423,87 \text{ kN}$$

Tulangan transversal penahan geser tidak perlu diperhitungkan namun akan tetap dipasang tulangan hasil perhitungan tulangan transversal sebagai confinement 5D13-100mm dengan kontrol akhir sebagai berikut :

Dipakai tulangan 5D13 – 100 mm ($A_v = 663,661 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s f_y d}{s} \\ &= \frac{663,661 \cdot 420 \cdot 884}{100} \\ &= 2464042,224 \text{ N} \\ &= 2464,042 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$0,75 \times (1188,03 \text{ kN} + 2464,042 \text{ kN}) \geq 573,13 \text{ kN}$$

2739054 N

 $\geq 573130 \text{ N}$ (ok)

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

$$- 6 \times d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$- 150 \text{ mm}$$

Maka dipakai $s = 130 \text{ mm}$

H. Panjang lewatan sambungan

Sambungan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.3.2, sebagai berikut :

$$l_d = \frac{d_b f_y}{4 \times \sqrt{f'_c}} \geq 0,04 d_b f_y$$

$$l_d = \frac{22(420)}{4 \times \sqrt{30}} \geq 0,04 \times 22 \times 420$$

$$l_d = 451,26 \geq 369,6$$

Sehingga panjang lewatan yang digunakan adalah 480 mm.

I. Kontrol kebutuhan tulangan torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari :

$$T_u \leq \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \times \sqrt{1 + \frac{N_u}{0,33 A_g \sqrt{f'_c}}} \text{ dengan } \phi = 0,75$$

A_{cp} = Luas penampang keseluruhan

P_{cp} = keliling penampang keseluruhan

Didapat dari perhitungan SAP 2000

$$N_u = 6945216,9 \text{ N}$$

$$T_u = 6181100 \text{ Nmm}$$

Kontrol kebutuhan torsi :

$$A_{cp} = b \times h = 950 \times 950 = 902500 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (b + h) = 2 \times (950 + 950) = 3800 \text{ mm}$$

$$1129700 \leq 0,75 \frac{\sqrt{30}}{12} \times \left(\frac{902500^2}{3800} \right) \times \sqrt{1 + \frac{6945216,9}{0,33 \times 902500 \times \sqrt{30}}}$$

$$6181100 \text{ Nmm} \leq 168246061,8 \text{ Nmm}$$

Sehingga tidak dibutuhkan tulangan torsi pada struktur kolom.

4.4.3.5 Perencanaan kolom K1 (Sudut)

Data umum perencanaan kolom :

Dimensi : K1 95/95

Tebal decking (d') : 40 mm

SNI 2847:2013 Pasal 7.7

Tulangan long : 25 mm

Tulangan sengkang : 13 mm

Mutu tulangan (f_y) : 420 MPa

Mutu beton (f'_c) : 30 Mpa

A. Kontrol dimensi kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f'_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- a. Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
 $950 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$
- b. Rasio dimensi besar dari 0.4
 $\text{Rasio } b/h = 950/950 = 1 > 0.4$

B. Penulangan longitudinal kolom

Beban aksial dan momen yang terjadi pada kolom didapat dari program SAP :

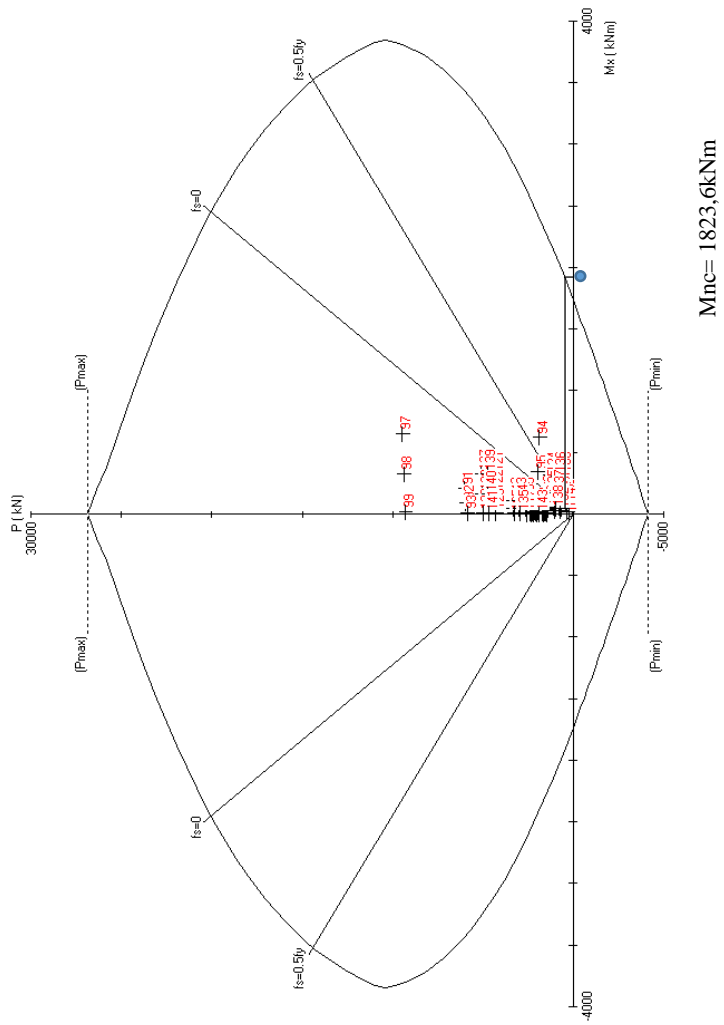
Tabel 4.35 Gaya Dalam pada Kolom K1 Sudut

Kombinasi	Ket	Aksial	Momen X	Momen Y
		kg	kgm	kgm
1,4DL		238854,2	998,26	1490,64
1,4DL		232789,4	418,44	75,59
1,4DL		226724,6	1835,13	1641,82
1,2DL+1,6LL+0,5R		239534,4	1067,73	1644,33
1,2DL+1,6LL+0,5R		234336	472,33	97,15
1,2DL+1,6LL+0,5R		229137,6	2012,4	1838,64
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Max	114808,5	8670,67	30446,17
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Max	109610,1	5450,09	20624,53
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Max	104411,7	2829,49	10946,78
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Min	338158,6	10647,1	33459,9
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Min	332960,2	4590,68	20454,5
1,2DL+1,0Ex+1,0LL	Min	327761,8	865,74	7593,03
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Max	57498,3	30871,59	8124,86
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Max	62696,7	17100,92	6280,23
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Max	67895,1	4376,11	4723,32
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Min	510465,4	32848	11138,5
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Min	505267	16241,5	6110,19
1,2DL+1,0Ey+1,0LL	Min	500068,6	680,88	1369,58
0,9DL+1,0Ex	Max	41874,06	9017,13	30994,74
0,9DL+1,0Ex	Max	37975,26	5289,38	20588,1
0,9DL+1,0Ex	Max	34076,46	2161,61	10325,36
0,9DL+1,0Ex	Min	265224,1	10300,6	32911,3

Lanjutan **Tabel 4.35** Gaya Dalam pada Kolom

0,9DL+1,0Ex	Min	261325,3	4751,39	20490,9
0,9DL+1,0Ex	Min	257426,5	197,85	8214,46
0,9DL+1,0Ey	Max	130433,0	31218,05	8673,44
0,9DL+1,0Ey	Max	134332,0	16940,22	6243,81
0,9DL+1,0Ey	Max	138230,0	3708,22	4101,9
0,9DL+1,0Ey	Min	437530,9	32501,5	10590
0,9DL+1,0Ey	Min	433632,1	16402,2	6146,62
0,9DL+1,0Ey	Min	429733,3	1348,76	1991
1,2DL+1,6LL+0,5Lr		240011,1	1070,76	1644,63
1,2DL+1,6LL+0,5Lr		234812,7	472,03	98,97
1,2DL+1,6LL+0,5Lr		229614,3	2014,81	1842,57
1,2DL+1,6LL		239534,4	1067,73	1644,33
1,2DL+1,6LL		234336	472,33	97,15
1,2DL+1,6LL		229137,6	2012,4	1838,64

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu pada gambar 4.26 berikut :



Gambar 4.26 Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom K1 (Sudut)

Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 5104654,1 N

$$5104654,1 \text{ N} \geq 950 \times 950 \times \frac{30}{10}$$

$$5104654,1 \text{ N} \geq 2707500 \text{ N} \dots \text{Ok}$$

C. Kontrol rasio tulangan longitudinal kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari 0.01 A_g atau lebih dari 0.06 A_g . Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCACOL diperoleh Tulangan longitudinal : 20D25, dengan rasio tulangan = 1,09 % (OK).

D. Kontrol kapasitas beban aksial kolom terhadap beban aksial terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$\begin{aligned} P_u &= 5104654,1 \text{ N} \\ \phi &= 0,65 \\ A_g &= 950 \times 950 \\ &= 902500 \text{ mm}^2 \\ A_{st} &= 20 \frac{1}{4} \pi 25^2 = 10193,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga:

$$\phi P_n = 14058244,6 \text{ N} > P_u = 5104654,1 \text{ N (OK)}$$

E. Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa.

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana $\sum M_{nc}$ adalah momen kapasitas kolom dan $\sum M_{nb}$ merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa M_{nc} harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat strong column weak beam. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan strong kolom weak beam.

$\sum M_{nc}$ didapat dari diagram interaksi aksial momen dan kolom didapat,

$$M_{nc} \text{ kolom atas} = 1819,80 \text{ kNm}$$

$$M_{nc} \text{ kolom bawah} = 1823,54 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{nc} = 3643,34 \text{ kNm}$$

Nilai M_{nb} dicari dari jumlah M_{nb}^+ dan M_{nb}^- balok yang menyatu dengan kolom 950×950 sisi kanan dan kiri, yang dapat dihitung dengan rumus :

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

, dimana nilai $a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$

Pengecekan arah X

Balok yang menyatu dengan kolom 950×950 pada sisi kanan yakni balok induk B11 400.600 bentang 8m dengan tulangan tarik pada tumpuannya menggunakan tulangan 5D22 ($A_s = 1899,7 \text{ mm}^2$) dan tulangan 4D22 ($A_s' = 1519,76 \text{ mm}^2$) untuk tulangan tekannya.

M_{nb} tulangan tumpuan kanan atas

$A_s \text{ 5D22} + (4\text{D10 (sepanjang } b_{\text{eff}} \text{ pelat)}) :$

$$a = \frac{2213,85 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400}$$

$$= 91,16 \text{ mm}$$

$$Mnb^- = 2213,85 \times 420 \times \left(536 - \frac{91,16}{2} \right)$$

$$= 456,001 \text{ kNm}$$

Karena ada di sisi pojok sehingga sisi satunya tidak adal balok sehingga,

$$\Sigma M_{nb} = Mnb^-$$

$$= 456,001 \text{ kNm}$$

$$1,2 \Sigma Mnb = 1,2 \times 456,001 \text{ kNm}$$

$$= 547,2 \text{ kNm}$$

Sehingga persyaratan untuk *strong coloumns weak beams* :

$$\Sigma Mnc \geq 1,2 \Sigma Mnb$$

$$3643,34 \text{ kNm} \geq 547,2 \text{ kNm}$$

Sehingga memenuhi Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

Pengecekan arah Y

Balok yang menyatu dengan kolom 950×950 pada sisi kanan yakni balok induk BI2 300.500 bentang 6m dengan tulangan tarik pada tumpuannya menggunakan tulangan 6D22 ($A_s = 2279,64 \text{ mm}^2$) dan tulangan 4D22 ($A_s' = 1519,76 \text{ mm}^2$) untuk tulangan tekannya. Untuk sisi kiri tidak ada karena ada di pojok.

Mnb tulangan tumpuan kanan atas

A_s 6D22 + (410 (sepanjang b_{eff} pelat)) :

$$a = \frac{2593,8 \times 420}{0,85 \times 30 \times 300}$$

$$= 142,4 \text{ mm}$$

$$Mnb^- = 2593,8 \times 420 \times \left(536 - \frac{142,4}{2} \right)$$

$$= 506,384 \text{ kNm}$$

Karena ada di sisi pojok sehingga sisi satunya tidak ada balok sehingga,

$$\Sigma M_{nb} = M_{nb}$$

$$= 506,384 \text{ kNm}$$

$$1,2 \Sigma M_{nb} = 1,2 \times 506,384 \text{ kNm} \\ = 607,62 \text{ kNm}$$

Sehingga persyaratan untuk *strong coloumns weak beams* :

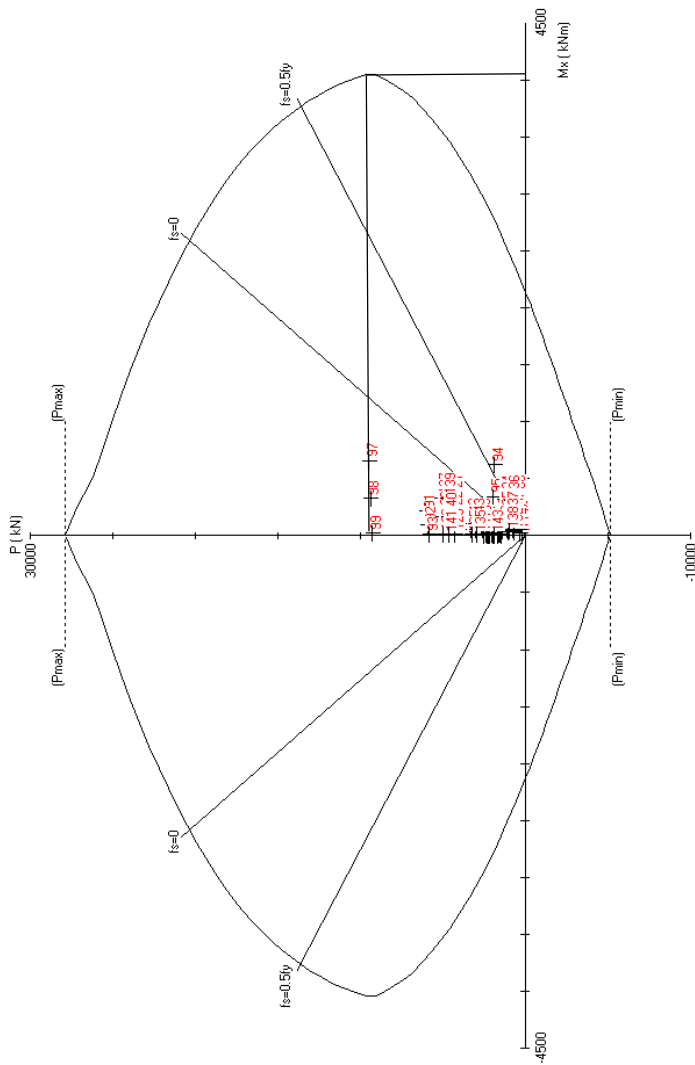
$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

$$3643,34 \text{ kNm} \geq 607,62 \text{ kNm}$$

Sehingga memenuhi Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

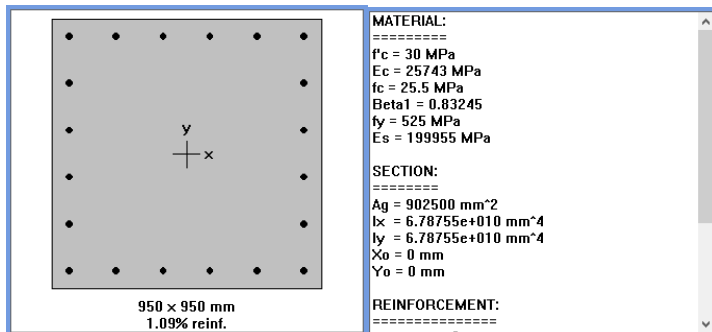
F. Kontrol gaya tekan terhadap gaya geser rencana

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1, harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan (joints) di setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin, M_{pr} , di setiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor, P_u , yang bekerja pada komponen struktur. Geser komponen struktur tidak perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan pada M_{pr} komponen struktur transversal yang merangka ke dalam joint. Dalam semua kasus V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan oleh analisis struktur.



Mpr = 4055,12kNm

Gambar 4.27 Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom K1 Sudut Dengan $f_s = 1,25f_y$



Lanjutan Gambar 4.27 Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom Dengan $f_s = 1,25f_y$

$$M_{pr_{kolom}} = 4055,12 \text{ kNm}$$

Karena dimensi dan penulangan kolom atas dan bawah sama maka gaya geser di ujung kolom akibat momen lentur :

$$\begin{aligned} V_e &= 2 \times (M_{pr} / l_{\text{jantai } 1}) \\ &= 2 \times (4055,12 / (4-0,6)) \\ &= 2385,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan Mpr balok :

Gaya geser yang bekerja di sepanjang bentang kolom (V_u) ditentukan dari M_{pr+} dan M_{pr-} balok yang menyatu dengan kolom tersebut. Pada perhitungan sebelumnya didapat jumlah tulangan pada tumpuan balok sebanyak 6 D22 pada tulangan tarik dan 4 D 22 pada tulangan tekannya, sehingga perhitungan M_{pr} akibat balok 600/400 mm dengan cara yang sama pada sub bab sebelumnya (f_y ditingkatkan menjadi $1,25f_y$) adalah sebagai berikut :

$$M_{pr^-} = 577,882 \text{ kNm}$$

$$M_{pr^+} = 396,45 \text{ kNm}$$

$$V_u = \frac{M_{pr^+} + M_{pr^-}}{l_n}$$

Dimana: $l_n = 3,4 \text{ m}$

Maka:

$$Vu = \frac{396,45 + 577,882}{3,4} = 286,565 \text{ kN}$$

G. Pengekangan kolom dan kontrol gaya geser

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1, ujung-ujung kolom sepanjang l_o harus dikekang oleh tulangan trasversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.3

$$l_o \geq h = 950 \text{ mm}$$

$$\geq 1/6 \times \text{tinggi bersih kolom} = 1/6 \times 3400 = 566,67 \text{ mm}$$

$$\geq 450 \text{ mm}$$

dimana s tidak boleh lebih besar dari:

$$- \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil kolom} = \frac{1}{4} \times 950 = 237,5 \text{ mm}$$

$$- 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

Dimana S_o tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Maka dipakai jarak sengkang (s) = 100 mm

$A_{sh_{min}}$ sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Dimana:

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

b_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

F_{yh} = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

Dengan Asumsi:

$$\begin{aligned}
 S &= 100 \text{ mm} \\
 b_c &= b - 2d' - d_s \\
 &= 950 - 2(13) - 40 \\
 &= 884 \text{ mm} \\
 A_g &= 950 \times 950 = 902500 \text{ mm}^2 \\
 A_{ch} &= (950 - 40)^2 = 828100 \text{ mm}^2 \\
 F_{yh} &= 420 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Maka:

$$\begin{aligned}
 A_{SH} &= 0,3 \frac{100(884)(30)}{420} \left[\frac{902500}{828100} - 1 \right] = 170,190 \text{ mm}^2 \\
 A_{SH} &= 0,09 \frac{100.884.30}{420} = 568,286 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan 5D13-100

$$(A_{sh} = 663,661 \text{ mm}^2) > 568,286 \text{ mm}^2$$

Mengecek apakah V_c beton boleh digunakan atau tidak sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.2 :

Tulangan transversal sepanjang l_o , yang didefinisikan dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1, harus diproporsikan untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ bilamana keduanya (a) dan (b) terjadi :

- (a) Gaya geser ditimbulkan gempa, yang dihitung sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1, mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam l_o ;

$$\begin{aligned}
 \frac{M_{pr_{balok}}}{I_n} &> \frac{1}{2} \left(\frac{M_{pr_{kolom \text{ atas}}} + M_{pr_{kolom \text{ bawah}}}}{I_n} \right) \\
 \frac{M_{pr_{balok}}^+ + M_{pr_{balok}}^-}{I_n} &> \frac{1}{2} \left(\frac{M_{pr_{kolom \text{ atas}}} + M_{pr_{kolom \text{ bawah}}}}{I_n} \right) \\
 \frac{396,45 + 577,882}{3,4} &> \frac{1}{2} \left(\frac{4055,12 + 4055,12}{3,4} \right) \\
 286,565 \text{ kN} &< 1192,7 \text{ kN} \dots \text{ Tidak Memenuhi } (V_c \neq 0)
 \end{aligned}$$

- (b) Gaya tekan aksial berfaktor, P_u , termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f'_c / 10$.

$$10283670 \text{ N} < 950 \text{ mm} \times 950 \text{ mm} \times \frac{30 \text{ Mpa}}{10}$$

$$10283670 \text{ N} > 2707500 \text{ N} \dots \text{Tidak Memenuhi } (V_c \neq 0)$$

Dari kedua syarat diatas untuk memenuhi $V_c = 0$ **tidak terbukti** sehingga V_c dimasukkan dalam perhitungan

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d$$

$$V_c = \left(1 + \frac{5104654,1}{14 \times 902500} \right) \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 950 \times 884$$

$$V_c = 1076354,05 \text{ N}$$

Cek kebutuhan tulangan geser

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{286,565 \text{ kN}}{0,75} - 1076,35 \text{ kN} = -694,26 \text{ kN}$$

Tulangan transversal penahan geser tidak perlu diperhitungkan namun akan tetap dipasang tulangan hasil perhitungan tulangan transversal sebagai confinement 5D13-100mm dengan kontrol akhir sebagai berikut :

Dipakai tulangan 5D13 – 100 mm ($A_v = 663,661 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s f_y d}{s} \\ &= \frac{663,661 \cdot 420 \cdot 884}{100} \\ &= 2464042,224 \text{ N} \\ &= 2464,042 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.1

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

$$0,75 \times (1076,35 \text{ kN} + 2464,042 \text{ kN}) \geq 286,565 \text{ kN}$$

$$2655300 \text{ N} \qquad \geq 286565 \text{ N} \quad (\text{ok})$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

$$- 6 \times d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$- 150 \text{ mm}$$

Maka dipakai $s = 130 \text{ mm}$

H. Panjang lewatan sambungan

Sambungan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.3.2, sebagai berikut :

$$l_d = \frac{d_b f_y}{4 \times \sqrt{f'_c}} \geq 0,04 d_b f_y$$

$$l_d = \frac{22(420)}{4 \times \sqrt{30}} \geq 0,04 \times 22 \times 420$$

$$l_d = 451,26 \geq 396,6$$

Sehingga panjang lewatan yang digunakan adalah 480 mm.

I. Kontrol kebutuhan tulangan torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari :

$$T_u \leq \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \times \sqrt{1 + \frac{Nu}{0,33 A_g \sqrt{f'_c}}} \text{ dengan } \phi = 0,75$$

A_{cp} = Luas penampang keseluruhan

P_{cp} = keliling penampang keseluruhan

Didapat dari perhitungan SAP 2000

$$Nu = 5104654,1 \text{ N}$$

$$Tu = 3773100 \text{ Nmm}$$

Kontrol kebutuhan torsi :

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h &= 950 \times 950 &= 902500 \text{ mm}^2 \\ P_{cp} &= 2 \times (b + h) &= 2 \times (950 + 950) &= 3800 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$1129700 \leq 0,75 \frac{\sqrt{30}}{12} \times \left(\frac{902500^2}{3800} \right) \times \sqrt{1 + \frac{5104654,1}{0,33 \times 902500 \times \sqrt{30}}}$$

$$3773100 \text{ Nmm} \leq 149103789 \text{ Nmm}$$

Sehingga tidak dibutuhkan tulangan torsi pada struktur kolom.

Tabel 4.36 Resume Penulangan Kolom

Tipe Kolom	Tulangan Longitudinal			Tulangan Geser				
	N		mm	Lokasi	Kaki			mm
K1 95 x 95	20	D	25	Sendi Plastis	5	D	13	100
				Diluar Sendi Plastis	5	D	13	130
K2 75 x 75	12	D	25	Sendi Plastis	4	D	13	100
				Diluar Sendi Plastis	4	D	13	130
K3 65 x 65	12	D	25	Sendi Plastis	3	D	13	100
				Diluar Sendi Plastis	3	D	13	130

4.4.4 Perencanaan dinding struktur

Dalam struktur bangunan ini terdapat 2 model sectional dinding struktur, yaitu I vertikal dan I horizontal, dengan tebal masing-masing 40 cm baik pada I horizontal maupun I vertikal. Pada I horizontal terdapat 2 tipe dinding struktur berdasarkan panjangnya dan pada I vertikal terdapat 2 tipe dinding struktur berdasarkan panjangnya sehingga secara keseluruhan terdapat **4 tipe** dinding struktur yakni dinding struktur **panel 1, 2, 3, 4**. Untuk lebih jelasnya akan dipaparkan perencanaannya pada sub bab 4.4.4 ini untuk **panel 1**.

Data perencanaan :

Mutu beton (f'_c)	= 30 MPa
Mutu baja (f_y)	= 420 MPa
Tebal dinding struktur	= 400 mm
Panjang dinding struktur	= 4000 mm
Tinggi dinding struktur	= 43 m
Tebal selimut beton	= 40 mm

4.4.4.1 Kebutuhan tulangan dinding struktur

Dinding struktur harus mempunyai tulangan horizontal dan vertikal. Dari hasil program SAP 2000 didapatkan gaya dalam untuk kombinasi beban envelope seperti pada tabel 4.37 :

Tabel 4.37 Gaya Dalam Dinding struktur

Dinding strukturu	Tebal (m)	Bentang (m)	Gaya Dalam				
			Aksial (kN)	Geser x (kN)	Geser y (kN)	Momen x (kNm)	Momen y (kNm)
Panel 1	0,4	4	6626,62	1184,03	72,67	100,641	9166,72

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 tentang kebutuhan tulangan baja dinding struktur menyebutkan bahwa sedikitnya tulangan harus dipasang dua lapis apabila gaya geser bidang terfaktor yang bekerja pada dinding melebihi:

$\frac{1}{6} \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c}$, dimana A_{cv} adalah luas netto penampang dinding struktur.

$$A_{cv} = 400 \times 4000 \\ = 1600000 \text{ mm}^2$$

$$V_u < \frac{1}{6} \times 1600000 \times \sqrt{30} \\ 1184,0312 \text{ kN} < 1460,59 \text{ kN}$$

Karena nilai V_u panel tidak melebihi gaya geser bidang terfaktor yang bekerja pada dinding struktur, maka tidak

diperlukan dua lapis tulangan. Namun pada Pasal 14.3.4 SNI 2847:2013 disebutkan bahwa pada dinding dengan ketebalan lebih dari 250 mm harus dipasang dua lapis tulangan di masing-masing arah yang sejajar dengan muka dinding. Dikarenakan dinding struktur direncanakan dengan tebal 400 mm maka tetap digunakan dua lapis tulangan pada dinding struktur.

4.4.4.2 Batas kuat geser dinding struktur

Batas kuat geser Dinding Struktur sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.9.4.4 adalah kuat geser nominal sistem dinding struktural yang secara bersama-sama memikul beban lateral tidak boleh diambil melebihi :

$$Vu = \frac{2}{3} \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c},$$

$$\begin{aligned} A_{cv} &= 400 \times 4000 \\ &= 1600000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu &< \frac{2}{3} \times 1600000 \times \sqrt{30} \\ 1184,0312 \text{ kN} &< 5842,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.4.4.3 Penulangan dinding struktur

a. Tulangan arah horisontal

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.4.1 kuat geser nominal V_n untuk dinding struktur tidak boleh melebihi dari :

$V_n = A_{cv} \times \left[\left(\alpha_c \times \sqrt{f'_c} \right) + (\rho_t \times f_y) \right]$ Dimana ρ_t adalah rasio tulangan geser terhadap luas bidang yang tegak lurus A_{cv} , yang berdasarkan Pasal 21.9.2.1 besarnya nilai rasio tulangan di arah vertikal dan horisontal tidak boleh kurang dari 0,0025 serta spasi tulangan untuk masing-masing arah tidak boleh melebihi 450 mm.

Nilai α_c sebesar $1/6$ bila $\frac{h_w}{l_w} > 2$.

Penulangan direncanakan menggunakan tulangan D16 ($A_s = 201,062 \text{ mm}^2$) dengan jarak spasi sebesar 200 mm.

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{43}{4}$$

$$\begin{aligned}
 &= 10,75 > 2, \text{ maka didapat nilai } \alpha_c \text{ sebesar } 1/6 \\
 \rho_t &= \frac{A_s}{t \times s} \\
 &= \frac{201,062}{400 \times 200} \\
 &= 0,0025133 \\
 \phi V_n &= 0,55 \times 1600000 \times \left[\left(\frac{1}{6} \times \sqrt{30} \right) + (0,0025133 \times 420) \right] \\
 &= 1732232,858 \text{ N}
 \end{aligned}$$

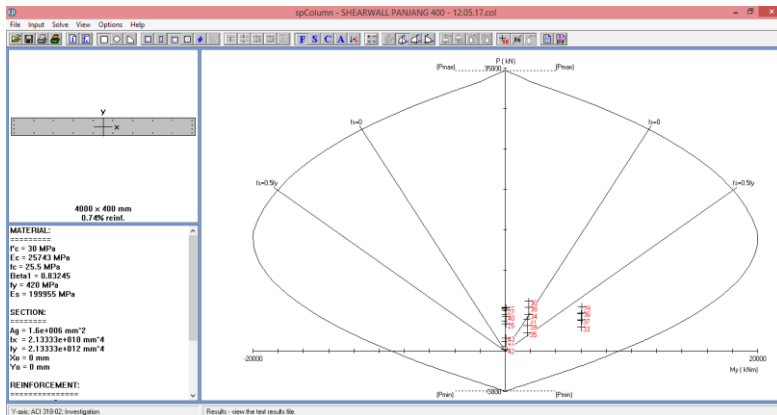
$$\begin{aligned}
 V_n &> V_u \\
 1732,232 \text{ N} &> 1184,0312 \text{ kN} \quad (\text{ok})
 \end{aligned}$$

Jadi tulangan D16 arah horizontal pada dinding dapat digunakan.

b. Tulangan arah vertikal

SNI 2847:2013 Pasal 21.9.4.3 menyebutkan dinding harus mempunyai tulangan geser terdistribusi yang memberikan tahanan dalam dua arah ortogonal pada bidang dinding. Jika $\frac{h_w}{l_w} < 2$ rasio tulangan ρ_l tidak boleh kurang dari rasio tulangan ρ_t . Karena nilai $\frac{h_w}{l_w}$ lebih besar dari 2, maka rasio tulangan ρ_l dapat memakai rasio tulangan minimum = 0,0025. Jadi tulangan D16 arah vertikal pada dinding dapat digunakan.

Setelah melakukan desain penulangan geser baik pada arah horizontal maupun vertikal maka langkah selanjutnya adalah merencanakan penulangan lentur dengan bantuan program spColumn, hasil permodelan pada spColumn dalam semua kombinasi dapat dilihat pada gambar 4.28



Gambar 4.28 Diagram Interaksi Dinding Struktur Panel 1

4.4.4.4 Kontrol komponen batas khusus

Berdasarkan pendekatan tegangan, komponen batas khusus atau *special boundary element* diperlukan apabila tegangan tekan maksimum akibat kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada penampang dinding struktur melebihi $0,2 f'_c$.

$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u \times y}{I} > 0,2 \times f'_c$$

$$y = 200 \text{ mm}$$

$$I = 2,133.10^{12} \text{ mm}^4$$

$$\frac{6626620}{1600000} + \frac{100641100 \times 200}{2,1333.10^{12}} < 0,2 \times 30$$

$$4,151 < 6 \text{ Mpa}$$

Maka berdasarkan pendekatan tegangan, komponen batas khusus tidak terpenuhi.

Berdasarkan pendekatan perpindahan, komponen batas khusus atau *special boundary element* diperlukan jika jarak c (sumbu netral) dari serat terluar zona tekan lebih besar dari nilai :

$$\frac{l_w}{600 \times \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} \text{ dengan } \frac{\delta_u}{h_w} > 0,007 \text{ dan } c = 1395 \text{ mm (didapat dari}$$

program spColumn)

Dimana :

- δ_u : Perpindahan maksimum dinding struktur pada puncak gedung dalam arah pembebanan gempa yang ditinjau
 : $0,7 \times R \times \delta_s$
 h_w : Tinggi dinding keseluruhan dari dasar ke tepi atas 43m
 l_w : Panjang dinding struktur
 β_1 : 0,836

Sehingga,

$$\begin{aligned}
 l_w &= 4000 \text{ mm} \\
 \delta_u &= 0,7 \times 7 \times 45,32 = 222,068 \text{ mm} \\
 \frac{\delta_u}{h_w} &= \frac{222,068}{43000} = 0,0051643 < 0,007 \text{ (maka diambil} \\
 &\hspace{15em} \text{nilai minimum)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 1395 &> \frac{4000}{600 \times 0,007} \\
 1395 \text{ mm} &> 952,38 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan pendekatan perpindahan, komponen batas khusus terpenuhi sehingga komponen batas diperlukan sebagai pengaku dinding struktur. Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.4 komponen batas harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari $c - 0,1/w$ dan $\frac{c}{2}$ sehingga untuk :

$$\begin{aligned}
 1395 - (0,1 \times 4000) &= 995 \text{ mm (menentukan)} \\
 &\approx 1000 \text{ mm} \\
 \frac{1395}{2} &= 697,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

4.4.4.5 Tulangan transversal daerah komponen batas khusus

Data penulangan transversal pada dinding struktur adalah sebagai berikut :

- Diameter tulangan, D : 13 mm
 Luas tulangan, A_s : $\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,66 \text{ mm}^2$
 Jarak spasi tulangan, s : 100 mm
 Mutu tulangan, f_y : 420 MPa

Tebal decking : 40 mm

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4 luas penampang total tulangan sengkang tidak boleh kurang dari :

$$A_{sh} = 0,09 \times \left(s \times h_c \times \frac{f'_c}{f_y} \right)$$

h_c : dimensi penampang inti dari sumbu ke sumbu

$$h_c = 400 - (2 \times 40) - \left(2 \times \frac{13}{2} \right) = 307 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = 0,09 \times \left(100 \times 307 \times \frac{30}{420} \right) = 197,357 \text{ mm}^2$$

digunakan sengkang boundary element 2D13 – 100 mm dengan

$$A_s = 265,33 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 197,357 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 14.5.2 kapasitas kekuatan aksial desain dinding struktur tidak boleh kurang dari kekuatan aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_{nw} = 0,55 \phi \times f'_c \times A_g \times \left[1 - \left(\frac{k \times l_c}{32h} \right)^2 \right]$$

ϕ : 0,7

k : faktor panjang efektif untuk dinding yang ditahan pada bagian atas atau dasar terhadap translasi lateral diambil nilai 0,8

l_c : jarak vertikal antara dua tumpuan

maka diperoleh :

$$\begin{aligned} \phi P_{nw} &= 0,55 \times 0,7 \times 30 \times 1600000 \times \left[1 - \left(\frac{0,8 \times 4000}{32 \times 400} \right)^2 \right] \\ &= 17325000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi P_{nw} > P_u$$

$$17325 \text{ kN} > 6626,6207 \text{ kN} \quad (\text{ok})$$

Maka desain penulangan dinding struktur ini memenuhi persyaratan dinding struktural beton khusus sebagai bagian dalam

sistem pemikul beban gempa. Untuk perhitungan penulangan dinding struktur lainnya akan ditabelkan pada tabel 4.38

Tabel 4.38 Resume Penulangan Dinding Struktur

	Dinding Struktur Panel 1	Dinding Struktur Panel 2	Dinding Struktur Panel 3	Dinding Struktur Panel 4
Ukuran	400 x 4000	400 x 2500	400 x 3750	400 x 3000
Tulangan Utama Lapis Atas	10D25	7D25	10D25	7D25
Tulangan Utama Lapis Bawah	10D25	7D25	10D25	7D25
Tulangan Utama Lapis Kiri	4D25	4D25	4D25	4D25
Tulangan Utama Lapis Kanan	4D25	4D25	4D25	4D25
Tulangan Geser Arah Horizontal	D19-200	D19-200	D19-200	D19-200
Tulangan Geser Arah Vertikal	D19-200	D19-200	D19-200	D19-200

4.4.5 Hubungan balok kolom

Sesuai dalam ketentuan yang telah diatur oleh SNI bahwa suatu joint telah diatur secara lengkap dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.7 yaitu mengenai *joint* rangka momen khusus. Dimana dalam suatu *joint* telah dijelaskan dalam Pasal 21.7.3.2 telah dijelaskan bahwa komponen struktur merangka kedalam semua empat sisi joint bilamana setiap lebar komponen struktur adalah paling sedikit ($\frac{3}{4}$) lebar kolom harus dipasang tulangan trnsversal sedikitnya setengah dari yang diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4(a) dan (b) dan s lebih kecil dari 150 mm.

Tabel 4.39 Tipe HBK

Tipe	sisi terkekang	Pengekang			
		BI.1	BI.1	BI.1	BI.2
A	4	BI.1	BI.1	BI.1	BI.2
B	3	BI.1	BI.1	BI.1	
C	2	BI.2	BI.2		

A. Tulangan transversal pada HBK tipe A (terkekang 4 balok) (Interior)

Tabel 4.40 HBK Tipe A

(mm)	B	H	(3/4 h)	$b > (3/4 h \text{ kolom})$
Kolom	950	950	712,5	tidak mengekang
Kolom	750	750	562,5	tidak mengekang
Kolom	650	650	487,5	tidak mengekang
Balok 1	400	600		
Balok 2	400	600		
Balok 3	400	600		
Balok 4	300	500		

Pada hubungan balok kolom tipe A tersebut bertemu 4 balok, tetapi menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.7.3.2, balok tersebut belum dikategorikan mengekang kolom karena tidak memenuhi persyaratan yang ada sehingga digunakan tulangan sengkang tertutup praktis dengan menggunakan Ash ujung kolom untuk HBK. Untuk setiap tipe kolom digunakan tulangan sengkang seperti pada tabel 4.41 berikut :

Tabel 4.41 Tulangan Pada HBK

Kolom	Tulangan Senggang
K 95/95	5D13 - 100 mm
K 75/75	4D13 - 100 mm
K 65/65	3D13 - 100 mm

Cek geser pada HBK tipe A

Berikut adalah contoh perhitungan cek geser pada HBK tipe A dan resume perhitungan untuk HBK tipe A lainnya yaitu:

Contoh Perhitungan :

Untuk tipe A dengan 4 sisi terkekang pada kolom 950 x 950

$$b = b \text{ balok} = 400 \text{ mm}$$

$$h = h \text{ kolom} = 950 \text{ mm}$$

sehingga:

$$A_j = b \times h = 380000 \text{ mm}^2$$

$$F'_c = 30 \text{ MPa}$$

Karena tidak mengekang kolom maka masuk dalam

Kondisi Lain-lain

$$\begin{aligned} V_n &= 1,0 \times \sqrt{f'_c} \times A_j = 1,0 \times \sqrt{30} \times 380000 \\ &= 2081345,719 \text{ N} \\ &\quad \text{(kuat geser)} \end{aligned}$$

Dari analisa struktur dengan program bantu SAP 2000 didapatkan, nilai gaya geser terbesar adalah $29611,72 \text{ kg} = 296117,2 \text{ N}$ $N < V_n \text{ HBK} = 2081345,719 \text{ N}$ (OK).

Kuat geser hubungan balok kolom lebih besar daripada kuat geser yang terjadi, sehingga hubungan balok kolom tipe A memenuhi persyaratan.

Dengan menggunakan perhitungan yang sama untuk semua tipe hubungan balok kolom, didapatkan hasil semua hubungan balok kolom tipe A dan memenuhi persyaratan.

Resume perhitungan HBK tipe A dapat dilihat dibawah ini :

Resume pengecekan geser HBK tipe A

Tipe A (4 balok pengeang) $V_n = 1,0 \times \sqrt{f'c} \times A_j$

1. 95, 40 ; (h kolom, b balok) = 2081346 N
2. 75, 40 ; (h kolom, b balok) = 1643168 N
3. 65, 40 ; (h kolom, b balok) = 1424079 N
4. 95, 30 ; (h kolom, b balok) = 1561009 N
5. 75, 30 ; (h kolom, b balok) = 1232376 N
6. 65, 30 ; (h kolom, b balok) = 1068059 N

Dari analisa struktur dengan program bantu SAP 2000 didapatkan, nilai gaya geser terbesar adalah 29611,72 kg
= 296117,2 N < V_n HBK... (OK).

B. Tulangan transversal pada HBK tipe B (terkekang 3 balok) (Eksterior)

Tabel 4.42 HBK Tipe B

(mm)	B	H	(3/4 h)	b > (3/4 h kolom)
Kolom	950	950	712,5	tidak mengekang
Kolom	750	750	562,5	tidak mengekang
Kolom	650	650	487,5	tidak mengekang
Balok 1	400	600		
Balok 2	400	600		
Balok 3	400	600		

Pada hubungan balok kolom tipe B tersebut bertemu 3 balok, tetapi menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.7.3.2, balok tersebut belum dikategorikan mengekang kolom karena tidak memenuhi persyaratan yang ada sehingga digunakan tulangan sengkang

tertutup praktis dengan menggunakan Ash ujung kolom untuk HBK. Untuk setiap tipe kolom digunakan tulangan sengkang yang dapat dilihat pada tabel 4.43 berikut :

Tabel 4.43 Tulangan Pada HBK

Kolom	Tulangan Sengkang
K 95/95	5D13 - 100 mm
K 75/75	4D13 - 100 mm
K 65/65	3D13 - 100 mm

Cek geser pada HBK tipe B

Berikut adalah contoh perhitungan cek geser pada HBK tipe B dan resume perhitungan untuk HBK tipe B lainnya yaitu:

Contoh Perhitungan :

Untuk tipe B dengan 3 sisi terkekang pada kolom 950 x 950

$$b = b \text{ balok} = 400 \text{ mm}$$

$$h = h \text{ kolom} = 950 \text{ mm}$$

sehingga:

$$A_j = b \times h = 380000 \text{ mm}^2$$

$$F'_c = 30 \text{ MPa}$$

Karena tidak mengekang kolom maka masuk dalam

Kondisi Lain-lain

$$\begin{aligned} V_n &= 1,0 \times \sqrt{f'_c} \times A_j = 1,0 \times \sqrt{30} \times 380000 \\ &= 2081345,719 \text{ N} \\ &\quad (\text{kuat geser}) \end{aligned}$$

Dari analisa struktur dengan program bantu SAP 2000 didapatkan, nilai gaya geser terbesar adalah 29611,72 kg = 296117,2 N < V_n HBK = 2081345,719 N (OK).

Kuat geser hubungan balok kolom lebih besar daripada kuat geser yang terjadi, sehingga hubungan balok kolom tipe B memenuhi persyaratan.

Dengan menggunakan perhitungan yang sama untuk semua tipe hubungan balok kolom, didapatkan hasil semua hubungan balok kolom tipe B dan memenuhi persyaratan.

Resume perhitungan HBK tipe B dapat dilihat dibawah ini :

Resume pengecekan geser HBK tipe B

Tipe B (4 balok pengeang) $V_n = 1,0 \times \sqrt{f'_c} \times A_j$

- | | | |
|----|-----------------------------|-------------|
| 1. | 95, 40 ; (h kolom, b balok) | = 2081346 N |
| 2. | 75, 40 ; (h kolom, b balok) | = 1643168 N |
| 3. | 65, 40 ; (h kolom, b balok) | = 1424079 N |
| 4. | 95, 30 ; (h kolom, b balok) | = 1561009 N |
| 5. | 75, 30 ; (h kolom, b balok) | = 1232376 N |
| 6. | 65, 30 ; (h kolom, b balok) | = 1068059 N |

Dari analisa struktur dengan program bantu SAP 2000 didapatkan, nilai gaya geser terbesar adalah 29611,72 kg
 $= 296117,2 \text{ N} < V_n \text{ HBK} \dots (\text{OK}).$

C. Tulangan transversal pada HBK tipe C (terkekang 2 balok) (Sisi Sudut)

Tabel 4.44 HBK Tipe C

(mm)	B	H	(3/4 h)	b > (3/4 h kolom)
Kolom	950	950	712,5	tidak mengekang
Kolom	750	750	562,5	tidak mengekang
Kolom	650	650	487,5	tidak mengekang
Balok 1	300	500		
Balok 2	300	500		

Pada hubungan balok kolom tipe C tersebut bertemu 2 balok, tetapi menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.7.3.2, balok tersebut belum dikategorikan mengekang kolom karena tidak memenuhi

persyaratan yang ada sehingga digunakan tulangan sengkang tertutup praktis dengan menggunakan Ash ujung kolom untuk HBK. Untuk setiap tipe kolom digunakan tulangan sengkang yang dapat dilihat pada tabel 4.45 berikut :

Tabel 4.45 Tulangan Pada HBK

Kolom	Tulangan Sengkang
K 95/95	5D13 - 100 mm
K 75/75	4D13 - 100 mm
K 65/65	3D13 - 100 mm

Cek geser pada HBK tipe C

Berikut adalah contoh perhitungan cek geser pada HBK tipe C dan resume perhitungan untuk HBK tipe C lainnya yaitu:

Contoh Perhitungan :

Untuk tipe C dengan 2 sisi terkekang pada kolom 950 x 950

$$b = b \text{ balok} = 400 \text{ mm}$$

$$h = h \text{ kolom} = 950 \text{ mm}$$

sehingga:

$$A_j = b \times h = 380000 \text{ mm}^2$$

$$F'_c = 30 \text{ MPa}$$

Karena tidak mengekang kolom maka masuk dalam

Kondisi Lain-lain

$$\begin{aligned} V_n &= 1,0 \times \sqrt{f'_c} \times A_j = 1,0 \times \sqrt{30} \times 380000 \\ &= 2081345,719 \text{ N} \\ &\quad (\text{kuat geser}) \end{aligned}$$

Dari analisa struktur dengan program bantu SAP 2000 didapatkan, nilai gaya geser terbesar adalah 29611,72 kg = 296117,2 N < V_n HBK = 2081345,719 N (OK).

Kuat geser hubungan balok kolom lebih besar daripada kuat geser yang terjadi, sehingga hubungan balok kolom tipe C memenuhi persyaratan.

Dengan menggunakan perhitungan yang sama untuk semua tipe hubungan balok kolom, didapatkan hasil semua hubungan balok kolom tipe C dan memenuhi persyaratan.

Resume perhitungan HBK tipe C dapat dilihat dibawah ini :

Resume pengecekan geser HBK tipe C

Tipe C (2 balok pengekang) $V_n = 1,0 \times \sqrt{f'_c} \times A_j$

- | | | |
|----|-----------------------------|-------------|
| 1. | 95, 40 ; (h kolom, b balok) | = 2081346 N |
| 2. | 75, 40 ; (h kolom, b balok) | = 1643168 N |
| 3. | 65, 40 ; (h kolom, b balok) | = 1424079 N |
| 4. | 95, 30 ; (h kolom, b balok) | = 1561009 N |
| 5. | 75, 30 ; (h kolom, b balok) | = 1232376 N |
| 6. | 65, 30 ; (h kolom, b balok) | = 1068059 N |

Dari analisa struktur dengan program bantu SAP 2000 didapatkan, nilai gaya geser terbesar adalah 29611,72 kg = 296117,2 N < V_n HBK... (OK).

4.5 Perencanaan Struktur Utama Prategang

4.5.1 Umum

Beton prategang merupakan komponen struktur yang menggabungkan kekuatan baja mutu tinggi dan beton mutu tinggi. Beton prategang memiliki keunggulan berupa pemanfaatan penampang optimal dengan kemampuan memikul beban yang sama, penampang beton prategang memiliki dimensi lebih kecil daripada penampang beton bertulang biasa, sehingga akan sangat mempengaruhi berat struktur tersebut. Pengurangan berat struktur berpengaruh pada kekuatan struktur tersebut dalam memikul beban-beban yang terjadi.

Perencanaan beton prategang pada Gedung Hotel Quest Surabaya ini direncanakan dengan metode pasca tarik (*post tension*) dan metode pengecoran yang digunakan adalah monolit dengan kolom. Metode pasca tarik adalah metode prategang dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Jadi tendon prategang diangkurkan pada beton tersebut segera setelah gaya prategang diberikan. Perencanaan beton prategang dilakukan pada lantai 13 dan atap dengan jumlah balok prategang yang didesain masing-masing lantai 1 buah dan panjang bentangnya adalah 13 meter. Sebelum dilakukan perhitungan perencanaan balok prategang, maka akan ditentukan terlebih dahulu spesifikasi mutu bahan, tahap pembebanan, jenis tendon yang digunakan, tegangan ijin komponen struktur, kehilangan prategang, serta kontrol struktur yang meliputi kontrol batas layan (*servisability*), dan penggambaran output.

Berdasarkan SNI 2847:2013, Pasal. 21.5.2.5, tendon prategang diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif. Maka konstruksi beton prategang ini didesain menerima gaya gravitasi dan 25% beban gempa.

4.5.2 Data perencanaan beton prategang

Berikut ini adalah data-data perencanaan beton prategang pada lantai 13 :

Panjang bentang	= 13 meter
Dimensi balok prategang	= 70/50 cm
f_c	= 30 MPa

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu curing 14 hari, sehingga nilai f_{ci} dihitung dengan cara sebagai berikut (acuan koefisien berdasarkan PBI) :

$$f_{ci} = 0,88 \times 30 = 26,4 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal pelat lantai } (t_p) = 12 \text{ cm}$$

4.5.3 Menentukan lebar efektif sayap balok

Dalam mencari lebar efektif (b_w), maka digunakan beberapa perumusan yang terdapat di dalam SNI 2847:2013 Pasal 8.12, dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, dan lebar efektif sayap dari masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi :

-delapan kali tebal pelat

-setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

Perhitungan lebar efektif ialah sebagai berikut :

$$b_{\text{eff}} = \frac{L}{4} = \frac{13}{4} = 3,25 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = b_w + 2(8t) = 0,5 + (8 \times 0,12) = 1,46 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = \frac{1}{2}(L - b) = \frac{1}{2}(7 - 0,5) = 3,25 \text{ m}$$

Sehingga nilai b_{eff} yang terkecil adalah 1,46 meter

4.5.4 Perhitungan pembebanan

Perhitungan pembebanan dilakukan dalam 2 tahapan, yaitu:

- Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya prategang. Tahap ini terdiri dari :

- a. Sebelum diberi gaya prategang
- b. Pada saat diberi gaya prategang
- c. Pada saat peralihan gaya prategang

- Tahap Akhir

Merupakan tahap dimana beban mati tambahan dan beban hidup telah bekerja pada struktur (Lin & Burns, 1996).

Beban mati :

Berat Pelat

$$\begin{aligned} q_d &= \gamma_{beton} \times b_{eff} \times t_{pelat} \\ &= 2400 \times 1,46 \times 0,12 \\ &= 420,48 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Berat sendiri balok

$$\begin{aligned} q_d &= \gamma_{beton} \times b_{balok} \times h_{balok} \\ &= 2400 \times 0,5 \times 0,7 \\ &= 840 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban hidup :

$$\begin{aligned} q_l &= 480 \text{ kg/m}^2 \\ q_l &= q_l \times b_{ef} \\ &= 480 \times 1,46 \\ &= 700,8 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

4.5.5 Penentuan tegangan ijin beton dan baja

- a. Tegangan ijin baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut:
 1. Tegangan ijin akibat gaya pengangkur tendon 0,94 fpy, tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari 0,8 fpu dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon prategang atau perangkat angkur. (SNI 2847:2013 Pasal 18.5.1).
 2. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya prategang 0,70 fpu (SNI 2847:2013 Pasal 18.5.1).

Namun berdasarkan T.Y Lin dan Burns perumusan diatas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya prategang.

b. Tegangan ijin beton tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut:

1. Segera setelah peralihan gaya prategang (sebelum kehilangan), tegangan serat terluar memiliki nilai sebagai berikut:

- Tegangan tekan : $0,60 f_{ci}$ (SNI 03 2847:2013 Pasal 18.4.1)

Tegangan tekan ($\sigma_c = 0,60 f_{ci}$) :

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 0,60 \times f_{ci} \\ &= 0,6 \times 26,4 \\ &= 15,84 \text{ MPa}\end{aligned}$$

- Tegangan tarik terluar direncanakan untuk tidak dapat terjadi retak, sehingga diklasifikasikan sebagai kelas T :

Tegangan tarik ($\sigma_{ct} = 0,5 \sqrt{f_{ci}}$) :

$$\begin{aligned}\sigma_{ct} &= 0,5 \sqrt{f_c} \\ &= 0,5 \sqrt{26,4} \\ &= 2,569 \text{ MPa}\end{aligned}$$

- Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $0,70 f_{ci}$ (SNI 2847:2013 Pasal 18.4.1 b)

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 0,7 \times f_{ci} \\ &= 0,7 \times 26,4 \\ &= 18,48 \text{ MPa}\end{aligned}$$

- Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $0,5 \sqrt{f_{ci}}$ (SNI 2847:2013 Pasal 18.4.1 c)

$$\begin{aligned}\sigma_{ct} &= 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} \\ &= 0,5 \times \sqrt{26,4} \\ &= 2,569 \text{ MPa}\end{aligned}$$

2. Pada kondisi beban layan (setelah terjadi kehilangan prategang)

- Tegangan tekan : $0,45 f_c$ (SNI 2847:2013 Pasal 18.4.2.)

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 0,45 \times f_c \\ &= 0,45 \times 30 \\ &= 13,5 \text{ MPa}\end{aligned}$$

- Tegangan tarik (SNI 2847:2013 Pasal 18.3.3)

$$\text{Kelas T} = 0,62 \sqrt{f'_c} < f_t \leq \sqrt{f'_c}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,62\sqrt{30} < ft \leq \sqrt{30} \\
 &= 3,396 < ft \leq 5,477 \text{ MPa} \\
 &\text{Digunakan } 0,7 \times \sqrt{f'c} = 3,834 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Dimana :

f_{pu} = kuat tarik tendon prategang yang diisyaratkan, MPa
 f_{py} = kuat leleh tendon prategang yang diisyaratkan, MPa
 f'_c = kuat tekan beton saat pemberian prategang awal, MPa
 f_{ci} = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MP

4.5.6 Penentuan gaya prategang awal

4.5.6.1 Analisa penampang global

$$\begin{aligned}
 b &= 50 \text{ cm} \\
 h &= 70 \text{ cm} \\
 A_{\text{pelat}} &= b_{\text{eff}} \times t_f = 146 \times 12 = 1752 \text{ cm}^2 \\
 A_{\text{balok}} &= b \times (h - t_f) = 50 \times (70 - 12) = 2900 \text{ cm}^2 \\
 A_{\text{total}} &= 1752 + 2900 = 4652 \text{ cm}^2 \\
 c &= (h - t_f) / 2 + t_f = (70 - 12) / 2 + 12 = 41 \text{ cm} \\
 Y_{\text{top}} &= \frac{(A_{\text{pelat}} \times (t_f / 2)) + (A_{\text{balok}} \times c)}{(A_{\text{total}})} \\
 &= \frac{(1752 \times 6) + (2900 \times 41)}{(1752 + 2900)} \\
 &= 27,82 \text{ cm} \\
 Y_{\text{bot}} &= c_{gc} \\
 &= h - y_t \\
 &= 70 - 27,82 = 42,18 \text{ cm} \\
 dt &= Y_{\text{top}} - t_f / 2 \\
 &= 27,82 - 12 / 2 = 21,82 \text{ cm} \\
 db &= Y_{\text{bottom}} - ((h - t_f) / 2) \\
 &= 42,18 - ((70 - 12) / 2) = 13,18 \text{ cm} \\
 I_{\text{komposit}} &= \left(\frac{1}{12} \times b \times h^3 \right) + (A_{\text{balok}} \times db^2) + \left(\frac{1}{12} \times b_e \times t^3 \right) + \\
 &\quad (A_{\text{pelat}} \times dt^2) \\
 &= \left(\frac{1}{12} \times 50 \times 70^3 \right) + (2900 \times 13,18^2) + \left(\frac{1}{12} \times 146 \times \right. \\
 &\quad \left. 12^3 \right) + (1752 \times 21,82^2)
 \end{aligned}$$

$$= 2788105,551 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned} W_{\text{top}} &= \frac{I}{yt} = \frac{2788105,551}{27,82} = 100219,466 \text{ cm}^3 \\ W_{\text{bot}} &= \frac{I}{yb} = \frac{2788105,551}{42,18} = 66100,18 \text{ cm}^3 \\ K_{\text{top}} &= \frac{Wb}{A_{\text{total}}} = \frac{66100,18}{4652} = 14,2 \text{ cm} \\ K_{\text{bot}} &= \frac{Wt}{A_{\text{total}}} = \frac{100219,466}{4652} = 21,543 \text{ cm} \end{aligned}$$

4.5.6.2 Gaya prategang awal (Fo)

Pada perencanaan struktur balok prategang gedung Hotel Quest ini, gaya prategang awal (Fo) direncanakan sebesar 2000 kN.

Kemudian, dilakukan kontrol tegangan pada setiap kondisi yaitu, pada saat kondisi transfer dan beban layan di setiap lantainya.

Tegangan pada beton yang diijinkan:

- Pada saat transfer ditengah bentang
 - Tarik Ijin = 2,569 MPa
 - Tekan Ijin = -15,84 MPa
- Pada saat transfer ditumpuan
 - Tarik Ijin = 2,569 MPa
 - Tekan Ijin = -18,48 MPa
- Pada saat beban layan
 - Tarik ijin = sesuai kelas T
 - $= 3,396 < ft \leq 5,477 \text{ MPa} = 3,834 \text{ Mpa}$
 - Tekan ijin = -13,5 MPa

Eksentrisitas yang direncanakan adalah sebagai berikut:

Eksentrisitas di tumpuan = 140 mm (diatas cgc)

Eksentrisitas di tengah bentang = 200 mm (dibawah cgc)

Perhitungan kontrol

1. Pada saat transfer (akibat 1D):

$$\begin{aligned} M \text{ lapangan} &= 322,02 \text{ kNm} \\ M \text{ tumpuan kiri} &= -400,3060 \text{ kNm} \\ M \text{ tumpuan kanan} &= -427,8023 \text{ kNm} \end{aligned}$$

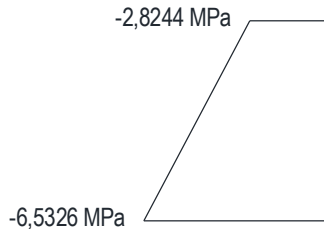
Tumpuan:

Serat atas

$$\begin{aligned} \sigma_t &\leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_a} + \frac{M_g}{W_a} \\ -18,48 &\leq -\frac{2000000}{465200} - \frac{280000000}{100219466} + \frac{427802300}{100219466} \\ -18,48 &\leq -2,8244 \text{ MPa (OKE)} \end{aligned}$$

Serat bawah

$$\begin{aligned} \sigma_t &\geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_b} - \frac{M_g}{W_b} \\ 2,569 &\geq -\frac{2000000}{465200} + \frac{280000000}{66100180} - \frac{427802300}{66100180} \\ 2,569 &\geq -6,5326 \text{ MPa (OKE)} \end{aligned}$$



Gambar 4.30 Tegangan Saat Transfer di Tumpuan

Tengah bentang:

Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_a} - \frac{M_g}{W_a}$$

$$2,569 \geq -\frac{2000000}{465200} + \frac{400000000}{100219466} - \frac{322006000}{100219466}$$

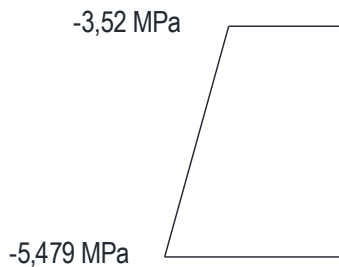
$$2,569 \geq -3,52099 \text{ MPa (OKE)}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b}$$

$$-15,84 \leq -\frac{2000000}{465200} - \frac{400000000}{66100180} + \frac{322006000}{66100180}$$

$$-15,84 \leq -5,47916 \text{ MPa (OKE)}$$



Gambar 4.31 Tegangan Saat Transfer di Tengah Bentang

4.5.6.3 Penentuan strand dan tendon yang digunakan

Dari gaya prategang yang telah ditentukan sesuai dengan tegangan ijin maka penentuan jumlah kabel strand dan tendon dapat dilakukan. Penggunaan kabel strand untuk sistem prategang diatur dalam SNI 2847:2013 Pasal 18.5 tentang tegangan ijin untuk baja prategang dimana tegangan tarik pada saat penarikan (*jacking*) tidak boleh melebihi $0,94 f_{py}$ atau $0,80 f_{pu}$ serta untuk baja prategang pasca tarik pada saat setelah transfer gaya tidak boleh melebihi $0,70 f_{pu}$.

Data kabel strand yang direncanakan sebagai baja prategang diperoleh dari tabel VSL (tabel terlampir) dengan spesifikasi sebagai berikut :

Tipe strand	: ASTM A
Diameter	: 12,7 mm
Luas penampang	: 98,7 mm ²
Kuat tarik f_{pu}	: 1860 MPa
Kuat leleh f_{py}	: 1675 MPa

Tegangan ijin baja prategang :

$$\begin{aligned} 0,94 f_{py} &= 0,94 \times 1675 = 1574,5 \text{ MPa} \\ 0,80 f_{pu} &= 0,80 \times 1860 = 1488 \text{ MPa} \\ 0,70 f_{pu} &= 0,70 \times 1860 = 1302 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Diambil nilai tegangan ijin terkecil yaitu 1302 MPa.

Dengan nilai tegangan ijin baja prategang serta gaya prategang yang didapat, selanjutnya dapat ditentukan jumlah kabel strand yang dibutuhkan.

Luas total strand yang dibutuhkan, $A_{ps} = \frac{2000000}{1302} = 1536,098 \text{ mm}^2$
 sehingga jumlah strand yang dibutuhkan, $n = \frac{1536,098}{98,7} = 15,56$ buah
 = 16 buah.

Dari data kabel strand yang diperoleh maka direncanakan balok prategang menggunakan 1 buah tendon. Adapun spesifikasi tendon sesuai dengan tabel VSL adalah sebagai berikut :

Tipe tendon	: Tendon unit 5-19
Jumlah strand	: 16 buah (strand tipe ASTM)
Luas area baja, A_{ps}	: 1579,2 mm ²
Minimum breaking load	: 2939 kN

Kontrol tegangan tendon terpasang

$$\frac{F}{A_p} < 0,7 f_{pu} \longrightarrow \frac{2000000}{1579,2} < 0,7 \times 1860$$

$$1266,46 \text{ MPa} < 1302 \text{ MPa}$$

(ok)

4.5.6.4 Kehilangan gaya prategang

Kehilangan gaya prategang adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon saat tertentu dibanding pada saat stressing. Dimana kehilangan gaya prategang yang terjadi sesuai dengan

tahapan-tahapan kondisi beban kerja. Kehilangan gaya prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

1. Kehilangan langsung

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada komponen balok prategang. Kehilangan secara langsung terdiri dari :

- a. Kehilangan akibat perpendskan elastis beton (*Elastic Shortening Concrete, ES*).

Akibat gaya *jacking* yang terjadi pada tendon prategang maka beton akan mengalami perpendskan elastis (karena tekanan gaya tekan), struktur balok akan memendek dan kabel juga ikut mengalami perpendskan yang menyebabkan berkurangnya gaya prategang awal. Namun pada metode pasca tarik dengan satu tendon saja kehilangan akibat elastisitas beton sangatlah kecil dan cenderung diabaikan. Sehingga kehilangan gaya prategang akibat perpendskan elastis tidak perlu diperhitungkan.

$$ES = 0$$

- b. Kehilangan akibat gesekan (*Wobble Effect*).

Perhitungan kehilangan prategang diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja prategang saat proses pemberian gaya prategang. Pada saat tendon ditarik dengan gaya F_0 diujung pendongkrakan, maka tendon tersebut akan mengalami gesekan sehingga tegangan pada tendon akan bervariasi dari bidang pendongkrakan ke jarak panjang bentang. Kehilangan prategang akibat gesekan (*wobble effect*) dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$F_{pF} = F_i \times e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

$$\Delta f_{pF} = F_i - F_{pF}$$

Dimana :

F_{pF} = gaya prategang setelah terjadi kehilangan akibat gesekan

Δf_{pF} = besarnya gaya kehilangan prategang akibat gesekan

L = panjang balok prategang (13 meter)

α = sudut kelengkungan tendon

$$= \frac{8e}{L} = \frac{8 \times 0,2}{13} = 0,12308 \text{ rad}$$

μ = koefisien kelengkungan 0,25 (*wire strand tendon*)

K = koefisien woble 0,0049/m (*wire strand tendon*)

Sehingga nilai F_{pF} adalah sebagai berikut :

$$F_{pF} = 2000000 \times e^{-(((0,25 \times 0,12308) + (0,0049 \times 13))/2)}$$

$$= 1907726,427 \text{ N}$$

$$\Delta f_{pF} = 2000000 - 1907726,427$$

$$= 92273,5732 \text{ N}$$

$$= 92,274 \text{ kN}$$

Jadi jumlah besarnya kehilangan prategang akibat gesekan adalah sebesar 92,274 kN

c. Kehilangan akibat slip angker

Kehilangan akibat pengangkuran/slip angkur terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya prategang dialihkan ke angkur.

Cek apakah kehilangan prategang akibat pengangkuran berpengaruh sampai ke tengah bentang :

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{pakai} \times (\mu \frac{\alpha}{L} + K)}} < \frac{L}{2}$$

L = panjang balok prategang (13 meter)

f_{st} = besar tegangan ijin baja tendon, F_o / A pakai

$$= 2000000 / 1579,2$$

$$= 1266,46 \text{ MPa}$$

α = sudut kelengkungan tendon, 0,12308

μ = koefisien kelengkungan, 0,25 (*wire strand tendon*)

K = koefisien woble, 0,0000049/mm (*wire strand tendon*)

Dengan : E_s : 200000 MPa

g : diasumsikan 2,5 mm

$$x = \sqrt{\frac{200000 \times 2,5}{1266,46 \times \left(\frac{0,25 \times 0,12308}{13000} + 0,0049 \right)}} < \frac{13000}{2}$$

$$= 283,8 \text{ mm} < 6500 \text{ mm} \quad (\text{ok})$$

Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan kantilever $x < 6,5$ m, maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi

d. Kehilangan akibat kekangan kolom

Konstruksi beton prategang dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan prategang akibat kekangan kolom. Hal ini terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekakuan kolom. Gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya prategang karena sebagian gaya prategang yang diberikan digunakan mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok prategang maka semakin besar gaya prategang yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking. Hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi. Sebaliknya jika kolom didesain tidak kaku maka gaya prategang yang hilang semakin kecil serta momen yang diterima kolom juga berkurang.

Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya prategang akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut :

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h}$$

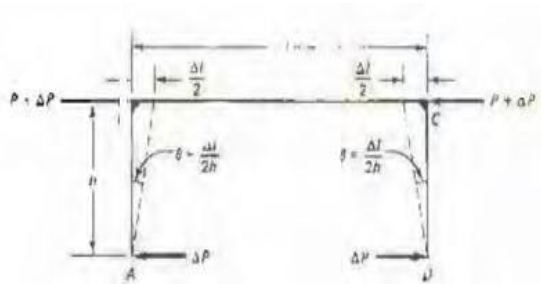
Dari hasil perhitungan SAP 2000, diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut :

$$M_B = 39,9 \text{ kNm}$$

$$M_A = 10,83 \text{ kNm}$$

Sehingga besarnya kehilangan prategang akibat kekangan kolom adalah sebesar :

$$\Delta P = \frac{39,9 + 10,83}{3} = 16,9 \text{ kN}$$



Gambar 4.32 Diagram Kehilangan Akibat Kekangan Kolom

Jadi sisa gaya prategang setelah terjadi kehilangan langsung adalah

$$2000 - 0 - 92,274 - 0 - 16,9 = 1890,82 \text{ kN}$$

2. Kehilangan tidak langsung

Kehilangan tidak langsung adalah hilangnya gaya awal prategang yang terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya prategang), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut :

a. Kehilangan akibat rangkai beton (*Creep of Concrete, CR*).

(SNI 2847:2013 Pasal 18.6.1.c)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat rangkai :

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}]$$

Dimana :

K_{cr} = 1.6 untuk metode pasca-tarik

$f_{c_{ds}}$ = tegangan beton di daerah c.g.s. akibat seluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang

$f_{c_{ir}}$ = tegangan beton di daerah c.g.s. akibat gaya awal prategang

$$f_{c_{ir}} = \sigma_t \leq \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W}$$

$$\begin{aligned}
 f_{c_{ir}} &= \left(\frac{1890820}{465200} + \frac{3787164000}{66100180} \right) \\
 &= 9,78 \text{ MPa} \\
 f_{c_{ds}} &= M_{balok} / W_b = (322006000 / 66100180) \\
 &= 4,87 \text{ MPa} \\
 CR &= K_{cr} \cdot (E_s / E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}] = 61,045 \text{ Mpa} \\
 F_{pCR} &= CR \times A_{ps} \\
 &= 61,945 \times 1579,2 \\
 &= 97823,544 \text{ N} \\
 &= 97,82 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Kehilangan akibat susut beton.

Susut pada beton dipengaruhi oleh berbagai faktor seperti rangkai, perbandingan antara volume dan permukaan, kelembaman relatif dan waktu dari akhir *curing* sampai dengan bekerjanya gaya prategang (*Lin dan Burns, 1988*). Besarnya nilai susut beton dapat dihitung dengan perumusan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 SH &= (8,2 \times 10^{-6}) K_{SH} \cdot E_s (1 - 0,00236 (V/S)) \cdot (100 - RH) \\
 RH &= 83 \text{ (untuk kota Surabaya)} \\
 K_{sh} &= \text{koefisien jangka waktu setelah perawatan sampai} \\
 &\quad \text{penerapan prategang (diambil masa 7 hari)} \\
 &= 0,77 \\
 \frac{V}{S} &= \text{perbandingan volume terhadap luas permukaan balok} \\
 &= \frac{50 \times 70 \times 1300}{(2 \times 50 \times 70) + (2 \times 50 \times 1300) + (2 \times 70 \times 1300)} \\
 &= 14,263 \text{ cm} \\
 &= 142,63 \text{ mm} \\
 E_s &= 200000 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Sehingga besarnya kehilangan prategang akibat susut beton adalah sebesar

$$\begin{aligned}
 SH &= \frac{8,2}{10^6} \times 0,77 \times 200000 (1 - 0,00236 \times 1,4263) \times \\
 &\quad (100 - 83) \\
 &= 21,395 \text{ MPa} \\
 F_{pSH} &= SH \times A_{ps}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 21,395 \times 1579,2 \\
 &= 33786,984 \text{ N} \\
 &= 33,78 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Kehilangan akibat relaksasi baja.

Besarnya pengaruh pengurangan gaya prategang akibat relaksasi baja dipengaruhi pada lamanya waktu dan perbandingan antara tegangan yang terjadi sebelum kehilangan langsung dengan tegangan putus baja prategang, f_{pi} / f_{pu} . Besarnya nilai relaksasi baja dapat dihitung dengan perumusan yang digunakan oleh komisi PCI sebagai berikut:

$$RE = [K_{re} - J \times (SH + CR + ES)] \times C$$

Nilai K_{re} dan J adalah nilai-nilai yang diambil dari tabel 2.2. Untuk tipe tendon strand atau kawat stress-relieved derajat 1860 MPa diperoleh :

$$\begin{aligned}
 K_{re} &= 138 \\
 J &= 0,15
 \end{aligned}$$

Nilai C adalah perbandingan f_{pi} / f_{pu} didapat dari tabel 2.3

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1266,46}{1860} = 0,68 \text{ didapat nilai } C = 0,89$$

Sehingga besarnya kehilangan prategang akibat relaksasi baja adalah sebesar

$$\begin{aligned}
 RE &= [138 - 0,15 \times (33,78 + 97,82 + 0)] \times 0,89 \\
 &= 105,25 \text{ MPa} \\
 F_{PRE} &= RE \times A_{ps} \\
 &= 105,25 \times 1579,2 \\
 &= 166213,01 \text{ N} \\
 &= 166,213 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Jadi total kehilangan gaya prategang adalah :

$$\begin{aligned}
 &= \left(\frac{0 + 92,274 + 0 + 16,9 + 97,82 + 33,78 + 166,213}{2000} \right) \times 100\% \\
 &= 20,35\%
 \end{aligned}$$

4.5.6.5 Kontrol gaya prategang setelah kehilangan

Sehingga besar gaya prategang setelah terjadi kehilangan prategang ialah sebesar berikut :

$$\begin{aligned} F &= \frac{100-20,35}{100} \times 2000 \\ &= 1593,013 \text{ kN} \end{aligned}$$

1. Pada saat beban layan (akibat 1D + 1L):

M tumpuan = -705,296kNm

M lapangan = 526,252kNm

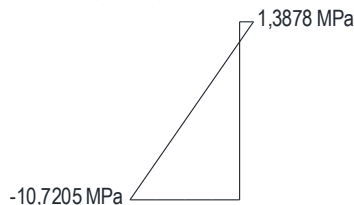
Tumpuan:

Serat Atas

$$\begin{aligned} \sigma_t &\geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_a} + \frac{M_g}{W_a} \\ 3,834 &\geq -\frac{1593013}{465200} - \frac{223021820}{100219466} + \frac{705296000}{100219466} \\ 3,834 &> 1,3878 \text{ MPa (OKE)} \end{aligned}$$

Serat Bawah

$$\begin{aligned} \sigma_t &\leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_g}{W_b} \\ -13,5 &\leq -\frac{1593013}{465200} + \frac{223021820}{66100180} - \frac{705296000}{66100180} \\ -13,5 &< -10,7205 \text{ MPa (OKE)} \end{aligned}$$



Gambar 4.33 Tegangan Saat Layan di Tumpuan

Tengah bentang:

Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M_g}{W_a}$$

$$-13,5 \leq -\frac{1593013}{465200} + \frac{318602600}{100219466} - \frac{526252000}{100219466}$$

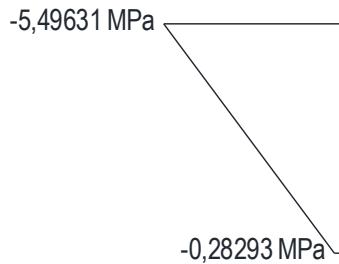
$$-13,5 \leq -5,49631 \text{ MPa (OKE)}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b}$$

$$3,834 \geq -\frac{1593013}{465200} - \frac{318602600}{66100180} + \frac{526252000}{66100180}$$

$$3,834 > -0,28293 \text{ MPa (OKE)}$$

**Gambar 4.34** Tegangan Saat Layan di Tengah Bentang

2. Pada saat akibat $1D + 1L + 1Ex + 0,3Ey$:

M tumpuan kanan = -785,85 kNm

M tumpuan kiri = -843,13 kNm

M lapangan = 482,39 kNm

Tumpuan kanan :

Serat Atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_a} + \frac{M_g}{W_a}$$

$$3,834 \geq -\frac{1593013}{465200} - \frac{223021820}{100219466} + \frac{785850000}{100219466}$$

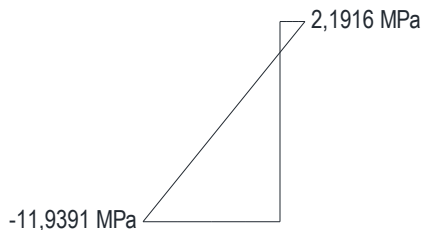
$$3,834 > 2,1916 \text{ MPa (OKE)}$$

Serat Bawah

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_g}{W_b}$$

$$-15,84 \leq -\frac{193013}{465200} + \frac{223021820}{66100180} - \frac{785850000}{66100180}$$

$$-15,84 < -11,9391 \text{ MPa (OKE)}$$



Gambar 4.35 Tegangan Saat Terjadi Gempa di Tumpuan Kanan

Tumpuan kiri :

Serat Atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_a} + \frac{M_g}{W_a}$$

$$3,834 \geq -\frac{1593013}{465200} - \frac{223021820}{100219466} + \frac{843130000}{100219466}$$

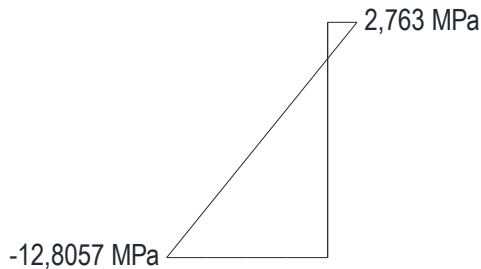
$$3,834 > 2,763 \text{ MPa (OKE)}$$

Serat Bawah

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_g}{W_b}$$

$$-15,84 \leq -\frac{1593013}{465200} + \frac{223021820}{66100180} - \frac{843130000}{66100180}$$

$$-15,84 < -12,8057 \text{ MPa (OKE)}$$

**Gambar 4.36** Tegangan Saat Terjadi Gempa di Tumpuan Kiri**Tengah bentang:**

Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M_g}{W_a}$$

$$-15,84 \leq -\frac{1593013}{465200} + \frac{318602600}{100219466} - \frac{482390000}{100219466}$$

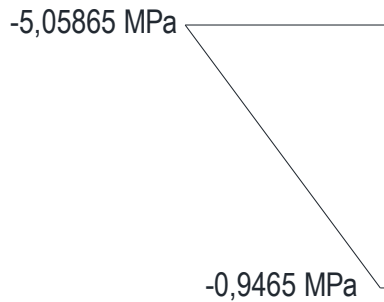
$$-15,84 \leq -5,05865 \text{ MPa (OKE)}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b}$$

$$3,834 \geq -\frac{1593013}{465200} - \frac{318602600}{66100180} + \frac{482390000}{66100180}$$

$$3,834 > -0,9465 \text{ MPa (OKE)}$$



Gambar 4.37 Tegangan Saat Terjadi Gempa di Lapangan

3. Pada saat akibat 1D + 1L + 1Ey + 0,3Ex :

M tumpuan kiri = -928,5752 kNm

M tumpuan kanan = -882,0279 kNm

M lapangan = 493,67 kNm

Tumpuan kiri:

Serat Atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_a} + \frac{M_g}{W_a}$$

$$3,834 \geq -\frac{1593013}{465200} - \frac{223021820}{100219466} + \frac{928575200}{100219466}$$

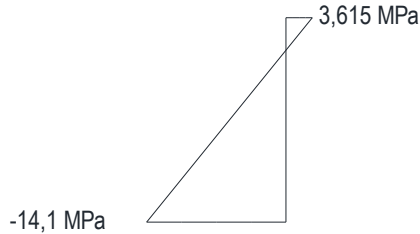
$$3,834 > 3,615 \text{ MPa (OKE)}$$

Serat Bawah

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_g}{W_b}$$

$$-15,84 \leq -\frac{1593013}{465200} + \frac{223021820}{66100180} - \frac{928575200}{66100180}$$

$$-15,84 < -14,1 \text{ MPa (OKE)}$$



Gambar 4.38 Tegangan Saat Terjadi Gempa di Tumpuan Kiri

Tumpuan kanan:

Serat Atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_a} + \frac{M_g}{W_a}$$

$$3,834 \geq -\frac{1593013}{465200} - \frac{223021820}{100219466} + \frac{882027900}{100219466}$$

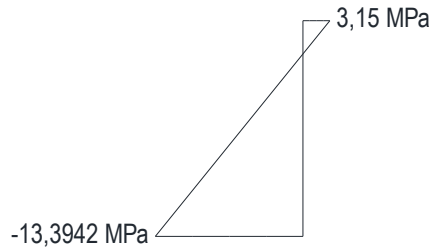
$$3,834 > 3,15 \text{ MPa (OKE)}$$

Serat Bawah

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_g}{W_b}$$

$$-15,84 \leq -\frac{1593013}{465200} + \frac{223021820}{66100180} - \frac{882027900}{66100180}$$

$$-15,84 < -13,3942 \text{ MPa (OKE)}$$



Gambar 4.39 Tegangan Saat Terjadi Gempa di Tumpuan Kanan

Tengah bentang:

Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M_g}{W_a}$$

$$-15,84 \leq -\frac{1593013}{465200} + \frac{318602600}{100219466} - \frac{493670000}{100219466}$$

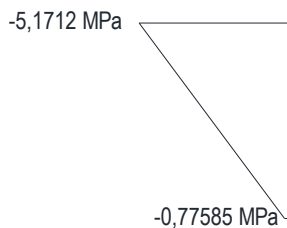
$$-15,84 \leq -5,1712 \text{ MPa (OKE)}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b}$$

$$3,834 \geq -\frac{1593013}{465200} - \frac{318602600}{66100180} + \frac{493670000}{66100180}$$

$$3,834 > -0,77585 \text{ MPa (OKE)}$$



Gambar 4.40 Tegangan Saat Terjadi Gempa di Tengah Bentang

4.5.6.6 Kontrol lendutan

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton prategang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang diisyaratkan. Lendutan ijin pada komponen beton prategang harus memenuhi syarat seperti pada SNI 2847:2013 Pasal 9.5.4 yaitu lendutan untuk konstruksi yang menahan atau yang disatukan oleh komponen non struktural sebesar :

$$\Delta_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{13000}{480} = 27,083333$$

a. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre)

$$\begin{aligned}\Delta l_{po} &= \frac{1}{8} \times \frac{F_o \times e \times l^2}{Ec \times I} \\ &= \frac{1}{8} \times \frac{2000000 \times 200 \times 13000^2}{25742,96 \times 27881055510} \\ &= 11,7733 \text{ mm} \quad \uparrow\end{aligned}$$

b. Lendutan akibat berat sendiri dan beban mati

Berat sendiri balok menyebabkan balok tertekuk ke bawah sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke bawah. Besarnya lendutan ke bawah akibat berat sendiri dan beban mati adalah :

$$\begin{aligned}W_g &= \text{beban merata akibat beban sendiri, pelat dan beban mati} \\ &= 13,006 \text{ N/mm} \\ \Delta l_{qo} &= \frac{5}{384} \times \frac{Wg \times l^4}{Ec \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{13,006 \times 13000^4}{25742,96 \times 27881055510} \\ &= 6,74 \text{ mm} \quad \downarrow\end{aligned}$$

Lendutan jangka panjang panjang tambahan dari komponen struktur beton prategang harus dihitung dengan memperhatikan pengaruh tegangan dalam beton dan baja akibat beban tetap dan termasuk pengaruh rangkai dan susut beton dan relaksasi baja.

Dalam PCI Design Handbook memperlihatkan angka pengali yang diturunkan oleh Martin untuk memperkirakan lendutan ke atas dan lendutan ke bawah dalam jangka waktu yang panjang pada komponen struktur yang tipikal. Sehingga diperoleh nilai lendutan jangka panjang balok prategang adalah :

a. Lendutan akibat tekanan tendon :

Angka pengali dari komponen lendutan ke atas sebesar 2,45

$$\begin{aligned}\Delta I_{po} &= 11,7733 \times 2,45 \\ &= 28,85 \text{ mm}\end{aligned}$$

b. Lendutan akibat berat sendiri dan beban mati :

Angka pengali dari komponen lendutan ke bawah sebesar 2,7

$$\begin{aligned}\Delta I_{po} &= 6,74 \times 2,7 \\ &= 18,198 \text{ mm}\end{aligned}$$

Sehingga lendutan akhir yang diperkirakan adalah sebesar :
 $28,85 - 18,198 = 10,65 \text{ mm}$ ke atas.

Kontrol lendutan terhadap lendutan ijin :

$$10,65 \text{ mm} \leq 27,0833 \text{ mm} \quad (\text{ok})$$

4.5.6.7 Kontrol momen nominal

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi. Nilai momen nominal yang terjadi bergantung desain penampang apakah menggunakan tulangan lunak terpasang atau tidak. Selain itu juga bergantung pada jenis penampang balok manakah termasuk balok bersayap atau penampang persegi. Hal ini diatur dalam SNI 2847:2013 Pasal 18.7.

$$\begin{aligned}M_n &= T (d-a/2) \\ T &= A_{ps} \times f_{ps} \\ A_{ps} &= 1579,2 \text{ mm}^2 \\ d &= 700-68,5 = 631,5 \text{ mm} \\ b &= 500 \text{ mm} \\ f'_c &= 30 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\gamma_p &= f_{py}/f_{pu} \\ &= 1675/1860 \\ &= 0,28\end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 = 0,836$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sembarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right]$ dapat diambil tidak kurang dari 0,17.

$$f_{ps} = 1860 \left(1 - \frac{0,28}{0,836} 0,17 \right) = 1754,095 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps} = 2770067,92 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}a &= \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \\ &= 217,26\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= 2770067,92 (631,5 - 217,26/2) \\ &= 1448385096 \text{ Nmm} \\ &= 1448,385 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\phi M_n = 1303,55 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u, \text{ dimana nilai } \phi = 0.9$$

$$M_u \text{ max} = 928,57 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u, (\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

4.5.6.8 Kontrol momen retak

Perhitungan kuat ultimate dari beton prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 Pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non prategang dan prategang harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1,2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $0,62\lambda\sqrt{f'_c}$ sehingga didapatkan $\phi M_n > 1.2M_{cr}$, dengan nilai $\phi = 0,9$

Momen retak adalah momen yang menghasilkan retak-retak rambut pertama pada balok prategang dihitung dengan teori elastik dengan menganggap bahwa retak mulai terjadi saat tarik pada serat beton mencapai modulus keruntuhannya. Harus diperhatikan pula bahwa modulus keruntuhan merupakan ukuran permulaan retak rambut pertama yang sering kali tidak terlihat oleh mata telanjang. Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tekan) :

$$M_{cr} = \left(\frac{F}{A} \times \frac{I}{y_b} \right) + \left(\frac{F \times e \times Y}{I} \times \frac{I}{y_b} \right) - \left(f_r \times \frac{I}{y_b} \right)$$

$$M_{cr} = \left(\frac{F}{A} \times W_b \right) + (F \times e) - (f_r \times W_b)$$

Dimana :

F : Gaya prategang efektif, 1593,013 N

f_r : Modulus keruntuhan

$$: 0,62\sqrt{f'_c}$$

$$: 0,62\sqrt{30}$$

$$: 3,3959\text{MPa}$$

Sehingga nilai momen retak adalah :

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \left(\frac{1593013}{465200} \times 66100,18 \right) + (1593013 \times 200) - \\ &\quad (3,3959 \times 66100,18) \\ &= 318604481,3 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

M_u = dari hasil momen SAP sebesar 928575200 Nmm

Kontrol momen retak :

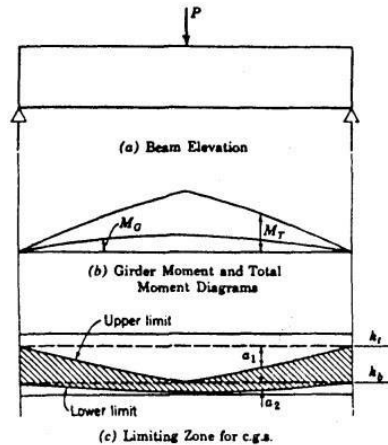
$$\phi M_u \geq 1.2 M_{cr}$$

$$0,9 \times 928575200 \geq 1,2 \times 318604481,3$$

$$835717680 \text{ Nmm} \geq 382325377,6 \text{ Nmm} \quad (\text{ok})$$

4.5.6.9 Daerah limit kabel

Daerah limit kabel adalah daerah dimana kabel tendon prategang boleh berada tanpa menimbulkan tegangan-tegangan yang menyalahi tegangan yang diijinkan. Sehingga pada daerah tersebut gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada serat beton.



Gambar 4.41 Batas Daerah Limit Kabel

(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins dan H. Burns)

Letak titik berat tendon tidak boleh berada di atas kern atas dan tidak boleh berada di bawah kern bawah. a_1 diukur dari kern atas ke bawah dan a_2 diukur dari kern bawah ke bawah. Gambar 8.3 (c) menunjukkan ilustrasi daerah limit kabel dimana tendon diletakan pada daerah yang diarsir.

Mencari jari-jari inersia :

$$i = \sqrt{\frac{I_C}{A_C}}$$

$$= \sqrt{\frac{2788105,551}{4652}}$$

$$= 24,48 \text{ cm}$$

Batas paling bawah letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling atas beton ialah :

$$k_b = \frac{Wt}{A}$$

$$= \frac{100219,466}{4652}$$

$$= 21,543 \text{ cm}$$

Batas paling atas letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling bawah beton ialah :

$$k_t = \frac{Wb}{A}$$

$$= \frac{66100,18}{4652}$$

$$= 14,2 \text{ cm}$$

Mencari nilai daerah limit kabel, dimana :

M_T : Momen total beban mati dan hidup hasil SAP 2000

M_G : Momen dari balok prategang sendiri hasil SAP 2000

F : Gaya prategang setelah kehilangan

F_o : Gaya prategang awal

$$a_1 = \frac{M_T}{F}$$

$$= \frac{705296000}{1593013}$$

$$= 442,74 \text{ mm}$$

$$a_2 = \frac{M_G}{F_o}$$

$$= \frac{427802300}{2000000}$$

$$= 213,90 \text{ mm}$$

4.5.7 Perencanaan kebutuhan tulangan lunak

Momen yang harus di tanggung tulangan lunak :

$$\begin{aligned}\text{Mu}-25\% \varnothing M_n &= 928,57 - (25\% \times 1303,55) \\ &= 602,68 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Sehingga momen yang digunakan untuk tulangan lunak adalah 673,6935 kNm

1. Data Kebutuhan Tulangan Lunak

- Mutu baja : 420 Mpa
- Mutu beton : 30 MPa
- Dimensi balok : 50/70 cm
- Panjang balok : 13 m
- Diameter tulangan longitudinal (D) : 25 mm
- Diameter tulangan sengkang (D) : 13 mm
- Selimut beton : 40 mm
- d : 634,5mm

Perhitungan rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan

Mencari ρ minimum (SNI 2847:2013 Pasal (10.5.1))

$$\rho_{\min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{f_y} = 0,00326$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = 0,00333$$

Dari kedua harga ρ_{\min} tersebut, diambil harga yang terbesar = 0,00333

Karena mutu beton berada di atas 28 MPa, maka nilai β_1 , kita gunakan perumusan sesuai dengan (SNI 2847:2013 ps 12.2.7.3)

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{(f'c-28)}{7} \\ (\text{SNI 2847:2013 Pasal (10.2.7.3)}) \\ &= 0,85 - 0,05 (30 - 28) / 7 = 0,836\end{aligned}$$

Menentukan harga m :

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_{c'}} = 16,47$$

Menentukan R_n yang digunakan

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2} = \frac{602,68 \times 1000000}{0,9 \times 500 \times 634,5^2} = 3,358 \text{ N}$$

Menentukan rasio tulangan yang perlu

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right) \\ &= 0,008606 \end{aligned}$$

Dimana : $\rho_{\min} < \rho$ pakai

Menentukan Jarak dan Jumlah tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,008606 \cdot 500 \cdot 634,5 \\ &= 2717,348 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan

$$\text{Jumlah, tulangan} = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{1/4 \times \pi \times \phi^2} = 6 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak, tulangan} = \frac{b - n \times \phi L - 2d' - 2\phi S}{n - 1} = 35,5 \text{ mm}$$

Sehingga pada tumpuan dipasang tulangan 6D25 untuk tulangan tarik di sisi atas dan 3D25 untuk tulangan tekan di sisi bawah, serta pada lapangan dipasang tulangan 6D25 untuk tulangan tarik di sisi bawah dan 3D25 untuk tulangan tekan di sisi atas

Jarak 35,5 mm > 25mm (memenuhi)

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = 97,02 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = 116,052 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{c} = \frac{634,5}{116,052} = 5,4415$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,0133$$

Kondisi TENSION karena $\epsilon_t > 0,005$ sehingga nilai $\phi = 0.9$

4.5.7.1 Kontrol momen nominal

Setelah ditentukan jumlah tulangan lunak terpasang untuk masing-masing tumpuan dan lapangan maka dilakukan pengecekan momen nominal balok terhadap momen ultimate dan batas layan yaitu momen retak. Desain balok prategang terhadap momen nominalnya harus memenuhi kontrol momen batas yang disyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 18.7 tentang kekuatan lentur.

Data perhitungan :

A_{ps} tendon : 1579,2 mm²

f_{pu} tendon : 1860 MPa

f_{py} tendon : 1675 Mpa

b_{eff} : 1460 mm

d : $700 - 40 - 13 - \frac{1}{2} \times 25 = 634,5 \text{ mm}$

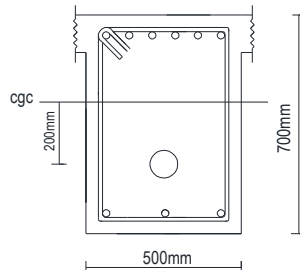
Tulangan tarik : 6D25

Tulangan tekan : 3D25

Rumusan untuk menghitung momen nominal M_n , menggunakan pedoman dari ACI note.

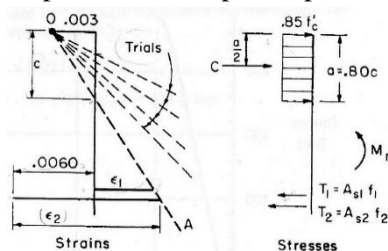
Momen nominal daerah lapangan

Penampang pada daerah tumpuan dapat dilihat pada gambar 4.42



Gambar 4.42 Penampang Lapangan Balok Prategang

Perhitungan momen nominal menggunakan metode yang tertera pada ACI note (sistem trial n error) serta konsep keseimbangan beban yang pada laporan ini dilampirkan pada lampiran belakang.



Gambar 4.43 Konsep Trial Error Keseimbangan Beban Dalam ACI Note

Dari proses trial error perhitungan didapatkan hasil :

$$\begin{aligned}
 c &= 160 \text{ mm} \\
 \epsilon_1 &= 0,010125 \\
 \epsilon_2 &= 0,0154 \\
 f_1 &= 425,25 \text{ Mpa} \\
 f_2 &= 1835,71 \text{ Mpa} \\
 C &= 4161274 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$T1+T2 = 4160790 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} M_n &= ((d2-a/2) \times C) - ((d2-d1) \times T1) \\ &= ((634,5\text{mm} - 160\text{mm}/2) \times 4161274\text{N}) - ((634,5-478,2) \\ &\quad \times 1251830\text{N}) \\ &= 2166361141 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Mn jika tidak ada tendon

Menghitung f_{ps}

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} \right) \\ &= 494,1176 \left(1 - \frac{0,4}{0,836} \times 0,009327 \times \frac{494,1176}{30} \right) = 457,795 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Dimana :

$$\gamma_p = 0,4 \text{ untuk } \frac{f_{py}}{f_{pu}} = 0,85$$

$$\beta_1 = 0,836 \text{ untuk } f'_c \leq 30 \text{ Mpa}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{6 \times 0,25 \times \pi \times 25 \times 25}{500 \times 634,5} = 0,009327$$

Menghitung ω_p

$$\begin{aligned} \omega_p &= \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{b \cdot d_p \cdot f'_c} = \frac{6 \times 0,25 \times \pi \times 25 \times 25 \times 457,795}{500 \times 634,5 \times 30} \\ &= 0,1423 < 0,36\beta_1 = 0,36 \cdot 0,836 = 0,30096 \text{ OK} \end{aligned}$$

Menghitung M_n

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{6 \times 0,25 \times \pi \times 25 \times 25 \times 457,795}{0,85 \times 30 \times 500} \\ &= 105,75 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_n = A_{ps} \times f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 6 \times 0,25 \times \pi \times 25 \times 25 \times 457,795 \left(634,5 - \frac{105,75}{2} \right) \\
 &= 780169986,3 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan M_n jika tendon dianggap tidak ada (hanya baja tulangan dan beton yang bekerja didapat $M_n = 780169986,3$ Nmm dan jika dianggap tendon, baja tulangan, beton bekerja bersama-sama didapatkan $M_n = 2166361141$ Nmm

Cek terhadap momen ultimate yang terjadi akibat beban mati, hidup serta gempa

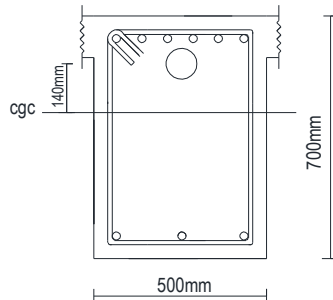
$$\begin{aligned}
 \phi M_n &> M_u \\
 0,9 \times 2166361141 \text{ Nmm} &> 928570000 \text{ Nmm} \\
 1949725027 \text{ Nmm} &> 928570000 \text{ Nmm (OK)}
 \end{aligned}$$

Selain terhadap kuat ultimate nilai momen nominal juga harus dibandingkan dengan batas retak yang terjadi untuk batas layan serviceability.

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &> 1,2 M_{cr} \\
 1949725027 \text{ Nmm} &> 1,2 \times 318604481,3 \\
 1949725027 \text{ Nmm} &> 382325377,6 \text{ Nmm (ok)}
 \end{aligned}$$

Momen nominal daerah tumpuan

Penampang pada daerah tumpuan dapat dilihat pada gambar 4.44 berikut :



Gambar 4.44 Penampang Tumpuan Balok Prategang

Perhitungan momen nominal pada daerah tumpuan menggunakan metode yang sama dengan pada daerah lapangan seperti yang tertera pada ACI note (sistem trial n error) di daerah lapangan sehingga untuk daerah tumpuan tinggal membalik konsep tarik tekannya . Perhitungan konsep keseimbangan beban pada laporan ini dilampirkan pada lampiran belakang.

Dari proses trial error perhitungan didapatkan hasil :

$$c = 305 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_1 = 0,00388$$

$$\varepsilon_2 = 0,00916$$

$$f_1 = 163,18 \text{ Mpa}$$

$$f_2 = 1755,36 \text{ Mpa}$$

$$C = 3250995 \text{ N}$$

$$T_1 + T_2 = 3250422 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} M_n &= ((d_2 - a/2) \times C) - ((d_2 - d_1) \times T_1) \\ &= ((634,5 \text{ mm} - 305 \text{ mm}/2) \times 3250995 \text{ N}) - ((634,5 - 561,8) \\ &\quad \times 480362,1 \text{ N}) \\ &= 1613364651 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Mn jika tidak ada tendonMenghitung f_{ps}

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} \right)$$

$$= 494,1176 \left(1 - \frac{0,4}{0,836} \times 0,009327 \times \frac{494,1176}{30} \right) = 457,795 \text{ Mpa}$$

Dimana :

$$\gamma_p = 0,4 \text{ untuk } \frac{f_{py}}{f_{pu}} = 0,85$$

$$\beta_1 = 0,836 \text{ untuk } f'_c 30 \text{ Mpa}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{6 \times 0,25 \times \pi \times 25 \times 25}{500 \times 634,5} = 0,009327$$

Menghitung ω_p

$$\omega_p = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{b \cdot d_p \cdot f'_c} = \frac{6 \times 0,25 \times \pi \times 25 \times 25 \times 457,795}{500 \times 634,5 \times 30}$$

$$= 0,1423 < 0,36\beta_1 = 0,36 \cdot 0,836 = 0,30096 \text{ OK}$$

Menghitung Mn

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{6 \times 0,25 \times \pi \times 25 \times 25 \times 457,795}{0,85 \times 30 \times 500}$$

$$= 105,75 \text{ mm}$$

$$Mn = A_{ps} \times f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 6 \times 0,25 \times \pi \times 25 \times 25 \times 457,795 \left(634,5 - \frac{105,75}{2} \right)$$

$$= 780169986,3 \text{ Nmm}$$

Sehingga didapatkan Mn jika tendon dianggap tidak ada (hanya baja tulangan dan beton yang bekerja didapat $Mn = 780169986,3$

Nmm dan jika dianggap tendon, baja tulangan, beton bekerja bersama-sama didapatkan $M_n = 1613364651 \text{ Nmm}$

Cek terhadap momen ultimate yang terjadi akibat beban mati, hidup serta gempa

$$\begin{aligned} \phi M_n &> M_u \\ 0,9 \times 1613364651 \text{ Nmm} &> 928570000 \text{ Nmm} \\ 1452028186 \text{ Nmm} &> 928570000 \text{ Nmm (OK)} \end{aligned}$$

Selain terhadap kuat ultimate nilai momen nominal juga harus dibandingkan dengan batas retak yang terjadi untuk batas layan serviceability.

$$\begin{aligned} \phi M_n &> 1,2 M_{cr} \\ 1452028186 \text{ Nmm} &> 1,2 \times 318604481,3 \\ 1452028186 \text{ Nmm} &> 382325377,6 \text{ Nmm (ok)} \end{aligned}$$

4.5.7.2 Pemasangan tulangan geser

Perilaku balok prategang pada saat gagal karena geser sangat berbeda dengan perilaku lentur, yaitu balok tersebut gagal secara tiba-tiba tanpa adanya peringatan sebelumnya yang menandai dan retak yang terjadi jauh lebih lebar daripada retak lentur (*E.G. Nawy, 2001*).

Penulangan geser pada balok prategang berfungsi untuk menanggulangi gaya geser akibat beban luar yang terjadi pada balok. Kemampuan menahan gaya geser ditentukan oleh kekuatan penampang badan dan tulangan geser terpasang. Retak yang terjadi akibat gaya geser adalah retak geser pada badan dekat tumpuan dan retak lentur geser miring dekat tengah bentang diatur dalam SNI 2847:2013 Pasal 11.3.3 dengan syarat batas spasi sesuai Pasal 11.4.5.1

Jika gaya geser yang terjadi melebihi kapasitas kekuatan penampang beton untuk menahan gaya geser maka dibutuhkan

penulangan geser sesuai Pasal 11.4.7 dan jika tidak maka hanya perlu dipasang tulangan geser minimum.

Besarnya kebutuhan tulangan geser yang diperlukan oleh balok adalah $V_s = V_u - \phi V_c$ dimana V_u adalah gaya geser ultimate yang terjadi sedangkan ϕV_c adalah kuat geser yang disumbangkan beton. Untuk komponen balok prategang nilai ϕV_c diambil dari nilai terkecil antara V_{ci} dan V_{cw} .

Mencari kuat geser yang disumbangkan oleh beton

Data-data yang diperlukan untuk merencanakan tulangan geser sebagai berikut :

Gaya dalam didapat dari hasil perhitungan program SAP 2000 :

Mutu tulangan : 400 MPa

Diameter, D : 13 mm

F_{eff} : 1593013 N (gaya prategang setelah kehilangan)

V_d' : 19457,07 kg

V_i' : 43496,81 kg

M_d tumpuan : 42780,23 kgm

M_d lapangan : 32202 kgm

M_{max} tumpuan : 70529,6 kgm

M_{max} lapangan : 52625,2 kgm

Dimana :

V_d' : Gaya geser akibat beban mati (dead)

V_i' : Gaya geser akibat beban hidup & beban mati total

M_d : Momen akibat berat sendiri balok

M_{max} : Momen akibat beban mati total dan beban hidup

1. Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadinya keretakan diagonal akibat tegangan tarik utama yang berlebihan pada badan penampang.

$$V_{cw} = 0,3(\sqrt{f'_c} + f_{pc}) b_w \times d + V_p$$

Dimana :

V_p : Komponen vertikal gaya prategang efektif pada penampang

d : Jarak serat tekan terluar ke titik berat tendon

f_{pc} : Tegangan tekan setelah kehilangan gaya prategang

$$: \frac{F}{A_{beton}} = \frac{1593013}{465200} = 3,42 \text{ Mpa}$$

$$P : \frac{8 \times F \times f}{L^2} = \frac{8 \times 1593013 \times 200}{13000^2} = 15,082 \text{ Mpa}$$

$$V_p : \frac{L}{2} \times P = \frac{13000}{2} \times 15,082 = 98033 \text{ N}$$

Daerah tumpuan

Jarak x diambil sebesar $0,5 \times b_{kolom} = 0,5 \times 950 \text{ mm} = 475 \text{ mm}$

$$V_p : \frac{0,5L-x}{0,5L} \times Vp' = \frac{0,5 \times 13000 - 475}{0,5 \times 13000} \times 98033 = 90869,05 \text{ N}$$

d : 561,8 mm

$$V_{cw} = 0,3(\sqrt{30} + 3,42) \times 500 \times 561,8 + 90869,05 \\ = 840638,25 \text{ N}$$

Daerah lapangan

Jarak x diambil sebesar sendi plastis = 1875 mm

$$V_p : \frac{0,5L-x}{0,5L} \times Vp' = \frac{0,5 \times 13000 - 1875}{0,5 \times 13000} \times 98033 = 69754,25 \text{ N}$$

d : 478,2 mm

$$V_{cw} = 0,3(\sqrt{30} + 3,42) \times 500 \times 478,2 + 69754,25 \\ = 707952,24 \text{ N}$$

- kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadinya keretakan diagonal akibat kombinasi momen dan geser.

$$V_{ci} = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{20} b_w \times d + V_d + \frac{V_i \times M_{CR}}{M_{max}} \right)$$

Dimana :

$$M_{cr} = \left(\frac{I}{I_{yt}} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{F_{eff}}{A_{beton}} + \frac{F_{eff} \times e}{W_{bott}}$$

$$f_d = \frac{M_d}{W_{bott}}$$

$$V_d = \frac{0,5L-x}{0,5L} \times Vd'$$

$$V_i = \frac{0,5L-x}{0,5L} \times Vi'$$

Daerah tumpuan

Jarak x diambil sebesar $0,5 \times b_{kolom} = 0,5 \times 950 \text{ mm} = 475 \text{ mm}$

$$f_{pe} = \frac{1593013}{465200} + \frac{1593013 \times 140}{66100800} = 6,798 \text{ Mpa}$$

$$f_d = \frac{427802300}{66100800} = 6,472 \text{ Mpa}$$

$$M_{cr} = \left(\frac{27881055510}{278,2} \right) \left(\frac{\sqrt{30}}{2} + 6,798 - 6,472 \right)$$

$$= 307133857,8 \text{ Nmm}$$

$$V_d = \frac{0,5 \times 13000 - 475}{0,5 \times 13000} \times 19457,07 = 18035,207 \text{ N}$$

$$V_i = \frac{0,5 \times 13000 - 475}{0,5 \times 13000} \times 43496,81 = 40318,196 \text{ N}$$

Sehingga nilai V_{ci} untuk tumpuan :

$$V_{ci} = \left(\frac{\sqrt{30}}{20} \times 500 \times 561,8 + 18035,207 + \frac{40318,196 \times 307133857,8}{705296000} \right)$$

$$= 112520,1255 \text{ N}$$

Nilai V_{ci} tidak boleh lebih kecil dari :

$$\frac{\sqrt{f'_c}}{7} \times b_w \times d = \frac{\sqrt{30}}{7} \times 500 \times 561,8 = 219793,24 \text{ N}$$

Sehingga nilai V_{ci} dipakai 219793,24 N

Daerah lapangan

Jarak x diambil sebesar 1875 mm

$$f_{pe} = \frac{1593013}{465200} + \frac{1593013 \times 200}{66100800} = 8,244 \text{ Mpa}$$

$$f_d = \frac{322020000}{66100800} = 4,871 \text{ Mpa}$$

$$M_{cr} = \left(\frac{27881055510}{278,2} \right) \left(\frac{\sqrt{30}}{2} + 8,244 - 4,871 \right) \\ = 612502571,5 \text{ Nmm}$$

$$V_d = \frac{0,5 \times 13000 - 1875}{0,5 \times 13000} \times 19457,07 = 13844,454 \text{ N}$$

$$V_i = \frac{0,5 \times 13000 - 1875}{0,5 \times 13000} \times 43496,81 = 30949,654 \text{ N}$$

Sehingga nilai V_{ci} untuk tumpuan :

$$V_{ci} = \left(\frac{\sqrt{30}}{20} \times 500 \times 478,2 + 13844,454 + \frac{30949,654 \times 612502571,5}{526252000} \right) \\ = 115346,863 \text{ N}$$

Nilai V_{ci} tidak boleh lebih kecil dari :

$$\frac{\sqrt{f'_c}}{7} \times b_w \times d = \frac{\sqrt{30}}{7} \times 500 \times 478,2 = 187086,376 \text{ N}$$

Sehingga nilai V_{ci} dipakai 187086,376 N

Mencari V_u

$$\begin{aligned} M_{pr \text{ kanan}} &= A_s \times 1,25 \times f_y \times (d - a/2) \\ &= 899339188,4 \text{ Nmm} \\ &= 89933,92 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_{pr \text{ kiri}} = M_{pr \text{ kanan}}$$

Beban terbagi rata pada pelat lantai (W_u)

Dari perhitungan pembebanan didapat

Beban mati : 410 kg/m^2

Beban hidup : 480 kg/m^2

Beban Balok : $2400 \times 0,5 \times 0,7 = 840 \text{ kg/m}$

Beban terbagi rata ultimate (W_u)

$= (1,2D + 1,0L) \times \text{lebar bentang}$

$= ((1,2 \times 410 + 1,0 \times 480) \times 7) + (1,2 \times 840)$

$= 7812 \text{ kg/m}$

Perhitungan gaya geser akibat gempa kiri dan kanan baik (+) maupun (-) memiliki nilai yang sama, maka dihitung salah satu sisi saja

Analisa terhadap Gempa :

$$V_{ekn} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - \frac{W_u \times Ln}{2}$$

$$= 13835,99 - 50788$$

$$= -36942,01 \text{ kg}$$

$$V_{ekn} = \frac{M_{r1} + M_{pr2}}{Ln} + \frac{W_u \times Ln}{2}$$

$$= 13835,99 + 50788$$

$$= 64623,99 \text{ kg}$$

A. Pemasangan sengkang balok di daerah sendi plastis (tumpuan)

Tulangan geser akan dipasang pada struktur prategang pada daerah tumpuan dan daerah lapangan. Besarnya nilai V_c diambil yang terkecil dari nilai antara V_{cw} dan V_{ci}

Diambil jarak x sebesar 325mm

$$Vu = \frac{0,5 \times 13000 - 325}{0,5 \times 13000} \times 646239,9 = 613927,905N$$

$$\begin{aligned} Vs &= Vu - \phi Vc \\ &= 613927 - 0,75 \times 219793,24 \\ &= 449082,975 \end{aligned}$$

Direncanakan sengkang 2 kaki D 13 mm

$$\begin{aligned} Av &= 2 \times 1/4 \times \pi \times D^2 = 265,464 \text{ mm}^2 \\ S &= (Av \times fy \times d) / Vs = 157,53 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847:2013. Pasal. 21.5.3.2:

$$\begin{aligned} d/4 &= 157,875 \text{ mm} \\ 6 \times D \text{ utama} &= 150 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} & \end{aligned}$$

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu = 140 mm.

Sengkang dipasang sepanjang $2h = 2 \times 700 = 1400$ mm dari muka kolom namun pada perencanaan ini akan dipasang sejauh 1875 mm dari muka kolom. Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

B. Pemasangan sengkang diluar daerah sendi plastis (lapangan)

Tulangan geser akan dipasang pada struktur prategang pada daerah tumpuan dan daerah lapangan. Besarnya nilai V_c diambil yang terkecil dari nilai antara V_{cw} dan V_{ci}

Diambil jarak x sebesar 1875mm

$$Vu = \frac{0,5 \times 13000 - 1875}{0,5 \times 13000} \times 646239,9 = 459824,544 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} Vs &= Vu - \phi Vc \\ &= 459824,544 - 0,75 \times 187086,376 \\ &= 319509,7622 \text{ N} \end{aligned}$$

Direncanakan sengkang 2 kaki D 13 mm

$$Av = 2 \times 1/4 \times \pi \times D^2 = 265,464 \text{ mm}^2$$

$$S = (Av \times fy \times d) / Vs = 221,412 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847:2013. Pasal. 21.5.3.2:

$$d/4 = 157,875 \text{ mm}$$

$$6 \times D \text{ utama} = 150 \text{ mm}$$

$$150 \text{ mm}$$

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu = 150 mm.

Resume perhitungan penulangan geser sementara (sebelum ditambah torsi geser)

Bentang 13 meter

Tumpuan : 2 D 13 – 140

Lapangan : 2 D 13 – 150

4.5.7.3 Penulangan torsi balok

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor T_u memenuhi syarat sebagai berikut:

$$\text{Tu kurang dari } \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

Dimana :

Acp = Luas penampang keseluruhan

Pcp = keliling penampang keseluruhan

λ = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 psl 8.6.1

Φ = 0.75(faktor reduksi beban torsi)
(SNI 2847:2013 Pasal 9)

Untuk menentukan harga Torsi yang akan digunakan dalam perhitungan, digunakan program bantu SAP 2000, Tu didapat dengan menggunakan kombinasi ENVELOPE, Didapat dari SAP Torsi = **4917,88kgm**

Kontrol kebutuhan torsi:

$$T_u \leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$A_{cp} = b \times h = 500 \times 700 = 350000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(b+h) = 2(500 + 700) = 2400 \text{ mm}$$

$$T_u = 4917,88 \text{ kgm}$$

$$T_n = T_u / \Phi = 49178800 / 0,9 = 54643111,11 \text{ Nmm}$$

$$54643111,11 \text{ Nmm} < 0,75 \times 0,083 \times 1 \times \sqrt{30} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$$54643111,11 \text{ Nmm} < 17403028,45 \text{ Nmm}$$

(tidak memenuhi)

Persyaratan diatas tidak memenuhi, maka balok induk memerlukan tulangan torsi

2. Penulangan torsi sengkang

Aoh (luas batas daerah sengkang terluar)

$$A_{oh} = (500-2 \times 40) \times (700-2 \times 40) = 260400 \text{ mm}^2$$

Ph (keliling batas sengkang terluar)

$$P_h = 2((500-2 \times 40) + (700-2 \times 40)) = 2080 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 260400 \text{ mm}^2 \\ &= 221340 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S = 1000 \text{ mm}$$

Perhitungan Luas sengkang torsi permeter :

(SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6)

$$\frac{Avt}{s} = \frac{Tn}{2 \times Aoh \times fy \times \cot 45^\circ}$$

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{54643111,11}{2 \times 260400 \times 420 \times \cot 45^\circ}$$

$$Avt = 249,82 \text{ mm}^2$$

**Tulangan sengkang balok sebelum torsi : 2D13-140
(tumpuan)**

$$\begin{aligned} \text{Luas sengkang permeter (Avs)} &= (n \times 0,25\pi d^2 \times S)/s \\ &= (2 \times 0,25\pi 13^2 \times 1000)/140 \\ &= 1896,1755 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol luas sengkang geser dan torsi:

$$Avs + Avt = 1896,1755 + 249,82 = 2145,99 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} 1. \text{ } Avs + Avt &> \frac{75\sqrt{f'c}}{1200} \times \frac{b \times s}{fy} \\ 2145,99 &> \frac{75\sqrt{30}}{1200} \times \frac{500 \times 1000}{420} \\ 2145,99 &> 407,531 \quad (OKE) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \text{ } Avs + Avt &> \frac{b \times s}{3 \times fy} \\ 2145,99 &> \frac{500 \times 1000}{3 \times 420} \\ 2145,99 &> 396,825 \quad (OKE) \end{aligned}$$

Jarak sengkang total :

$$\begin{aligned} 1. \text{ } S &= \frac{n \times 0,25 \times \pi \times d^2 \times S}{Avs + Avt} \\ S &= \frac{2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{2145,99} \end{aligned}$$

$$= 123,7 \text{ mm}$$

$$= 100 \text{ mm}$$

$$2. S = Ph/8 = 2080/8 = 260 \text{ mm}$$

$$3. S \leq 300 \text{ mm}$$

Diambil jarak terkecil = $123,7 \approx 123 \text{ mm}$

Digunakan $s = 100 \text{ mm}$

Sehingga **tulangan sengkang setelah ditambah torsi dipakai 2D13-100mm**

Tulangan sengkang balok diluar sendi plastis sebelum torsi 2D13-150 (lapangan)

Dengan cara yang sama, sehingga **tulangan sengkang setelah ditambah torsi dipakai 2 D13-120**

2. Penulangan torsi lentur

(SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.7.)

$$A_t = \frac{A_{vt}}{s} \times Ph \times \frac{f_y \text{ geser}}{f_y \text{ lentur}} \times \cot^2 45^\circ$$

$$A_t = \frac{249,82}{1000} \times 2080 \times \frac{420}{420} \times \cot^2 45^\circ$$

$$A_t = 519,6256 \text{ mm}^2$$

Tulangan lentur balok sebelum torsi:

Tarik 6 D25 ($A_s = 2945,243 \text{ mm}^2$)

Tekan 3 D25 ($A_s' = 1472,62 \text{ mm}^2$)

$$A_s \text{ total} = 4417,86 \text{ mm}^2$$

Kontrol luas penampang torsi

$$= (A_t + A_{st})$$

$$= 519,6256 + 4417,86$$

$$= 4937,49 \text{ mm}^2$$

$$A_t + A_{st} > \frac{5 \times \sqrt{f_c} \times A_{cp}}{12 \times f_y \text{ lentur}} - \left(\frac{A_{vt}}{s} \right) \times Ph \times \frac{f_y \text{ geser}}{f_y \text{ lentur}}$$

$$\begin{array}{lcl} At + Ast & > \frac{5 \times \sqrt{30} \times 350000}{12 \times 420} - \left(\frac{249,82}{1000} \right) \times 2080 \times \frac{420}{420} \\ 4937,49 & > 1382,2 \text{ (ok)} \end{array}$$

Jumlah tulangan torsi: (D25mm)

$$n = \frac{At}{0,25 \times \pi \times d^2}$$

$$n = \frac{519,6256}{0,25 \times \pi \times 25^2}$$

$$= 1,058 \sim 2 \text{ buah}$$

Ditaruh di kanan 1 tulangan dan dikiri 1 tulangan

Resume perhitungan penulangan balok prategang 500/700 bentang 13m

$$\begin{array}{lcl} \text{Tulangan lentur} & = & 6 \text{ D25} \\ & = & 3 \text{ D25} \end{array}$$

Tulangan geser

$$\begin{array}{lcl} \text{Sendi Plastis} & = & 2 \text{ D } 13 - 100 \\ \text{Diluar Sendi Plastis} & = & 2 \text{ D } 13 - 120 \end{array}$$

Tulangan torsi

$$\begin{array}{lcl} \text{Sisi kiri} & = & 1 \text{ D } 25 \\ \text{Sisi kanan} & = & 1 \text{ D } 25 \end{array}$$

Panjang penyaluran :

Panjang penyaluran dengan kait 90 derajat, ldh diambil lebih besar dari:

$$8 d_b = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

atau

$$\frac{f_y d_b}{5,4 \sqrt{f'_c}} = \frac{420 \times 25}{5,4 \times \sqrt{30}} = 355$$

Sehingga diambil $l_{dh} = 355$ mm masuk kedalam kolom dengan panjang kait $12 d_b = 300$ mm sesuai SNI 2847:2013 Pasal 7.1.2.

4.5.8 Pengankuran ujung

Balok prategang pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 18.13.4.2. Bila diperlukan, pada daerah pengankuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, pengelupasan dan gaya Tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengankuran tendon sesuai Pasal 18.13.3.2.

Dalam perencanaan gedung Hotel Quest ini, digunakan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya prategang dengan sistem pasca tarik.

Penulangan pengekangan di seluruh pengankuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perencanaan daerah pengankuran global sesuai dengan SNI 2847:2002 Pasal 18.13.3.2 mensyaratkan untuk mengalihkan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2.

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh gaya prategang awal yang diberikan ialah sebagai berikut :

$$F_o = 2000000 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} P_u &= 1,2 F_o \\ &= 1,2 \cdot 2000000 \\ &= 2400000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$T_{PENCAR} = 0,25 \Sigma P_u \left(1 - \frac{a}{h} \right)$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(h - 2e)$$

Dimana :

- ΣP_u = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau
 a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau
 e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang (selalu diambil sebagai nilai positif)
 h = Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh nilai sebagai berikut :

- a = 265 mm (angkur dengan strand 5-19, VSL tabel)
 e = 140 mm (eksentrisitas pada tumpuan)
 h = 700 mm

Sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

$$\begin{aligned} T_{PENCAR} &= 0,25 \times 2400000 \times \left(1 - \frac{265}{700}\right) \\ &= 372857,143 \text{ N} \\ d_{PENCAR} &= 0,5 \times (700 - (2 \times 140)) \\ &= 210 \text{ mm} \\ A_{vp} &= \frac{T_{PENCAR}}{f_y} = \frac{372857,143}{420} = 887,755 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 2D13 ($A_v = 265,46 \text{ mm}^2$), maka kebutuhan tulangan sengkang adalah sebanyak :

$$n = \frac{887,755}{265,46} = 3,344 = 4 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara,

$$S = \frac{D_{PENCAR}}{n} = \frac{210}{4} = 52,5 \text{ mm, diambil } 50 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang 2D13, dengan nilai s = 50 mm.

4.5.9 Partial prestressing ratio (PPR)

$$\begin{aligned}
 \text{PPR} &= \frac{\text{momen batas (prategang)}}{\text{momen batas total (prategang dan tulangan)}} \\
 &= \frac{1613364651 \text{ Nmm} - 780169986,3 \text{ Nmm}}{1613364651 \text{ Nmm}} \\
 &= 0,5164
 \end{aligned}$$

Presentase nilai PPR = 51,64 %

4.6 Perencanaan Pondasi

4.6.1 Umum

Pondasi merupakan struktur bawah dari bangunan yang berfungsi meneruskan beban ke tanah. Dalam merencanakan pondasi harus memperhatikan beberapa hal diantaranya jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah, karena sangat berkaitan dengan daya dukung tanah tersebut dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Perencanaan pondasi pada gedung ini meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan, perencanaan poer (pile cap) dan perencanaan sloof (tie beam).

4.6.2 Data tanah

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Pembangunan Gedung Hotel Quest berlokasi di Surabaya sehingga data tanah yang diperlukan untuk perencanaan pondasi didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi yang mendekati dimana struktur akan dibangun. Lokasi sample data tanah dalam Tugas Akhir ini diambil di daerah Darmo Surabaya, hasil uji data tanah dilakukan oleh Laboratorium Mekanika Tanah & Batuan Teknik Sipil ITS. Data tanah terlampir.

4.6.3 Spesifikasi tiang pancang

Pondasi direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang jenis *pencil pile shoe* beton prategang dengan bentuk penampang bulat berongga (*Round Hollow*) produk dari PT. WIKA Beton. Mutu beton tiang pancang K-600 (*concrete cube compressive strength at 28 days*). Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

<i>Diameter outside (D)</i>	: 600 mm
<i>Wall thickness (T)</i>	: 100 mm
<i>Class</i>	: A1
<i>Bending momen crack</i>	: 17 tm
<i>Bending momen ultimate</i>	: 25,5 tm

Allowable axial load : 252,70 ton

4.6.4 Analisa daya dukung tiang pancang

4.6.4.1 Daya dukung tiang pancang

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri dan daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

Metode perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal

Perhitungan daya dukung tanah pada pondasi (Q_L) ini dilakukan berdasarkan hasil uji SPT (*Standard Penetration Test*) dengan menggunakan metode Luciano Decourt.

$$Q_L = Q_P + Q_S$$

Dimana :

- Q_P = *Resistance ultime* di dasar pondasi
 $= q_p \times A_p = (N_p \times K) \times A_p$
- Q_P = tegangan di ujung tiang
- A_P = luas penampang ujung tiang
- N_P = harga rata-rata SPT 4B diatas dasar pondasi dan 4B dibawah dasar pondasi, dengan B adalah diameter tiang
- K = koefisien karakteristik tanah
 - 12 t/m² = 117,7 kPa, (untuk lempung)
 - 20 t/m² = 196 kPa, (untuk lanau berlempung)
 - 25 t/m² = 245 kPa, (untuk lanau berpasir)

$$40 \text{ t/m}^2 = 392 \text{ kPa}, \quad (\text{untuk pasir})$$

$$Q_s = \text{Resistance ultime akibat lekatan lateral} \\ = q_s \times A_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1\right) \times A_s$$

q_s : tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m^2

N_s : harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam,
dengan batasan $3 \leq N \leq 50$

A_s : keliling \times panjang tiang yang terbenam

Metode perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok

Disaat sebuah tiang merupakan bagian dari sebuah group atau kelompok, daya dukungnya mengalami modifikasi, karena pengaruh dari group tiang tersebut. Untuk daya dukung pondasi group, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi C_e .

$$Q_{L(\text{group})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times C_e$$

n : jumlah tiang dalam group

Koefisien efisiensi C_e dihitung berdasarkan perumusan Converse - Labarre :

$$C_e = 1 - \left[\left(\frac{\arctan \frac{\emptyset}{S}}{90^\circ} \right) \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \right]$$

Dimana :

\emptyset = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

Untuk jarak anta tiang pancang ditentukan sebesar :

$$3D \leq S \leq 6D$$

Untuk jarak tiang pancang ke tepi poer ditentukan sebesar :

$$1,5D \leq S_1 \leq 2D$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

S₁ = jarak tiang pancang ke tepi poer

4.6.4.2 Repartisi beban di atas tiang berkelompok

Bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (*poer*) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekuivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_v = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x \times y_{max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \times x_{max}}{\sum x_i^2}$$

Dimana :

P_v = total beban yang bekerja pada tiang yang ditinjau

y_{max} = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah y

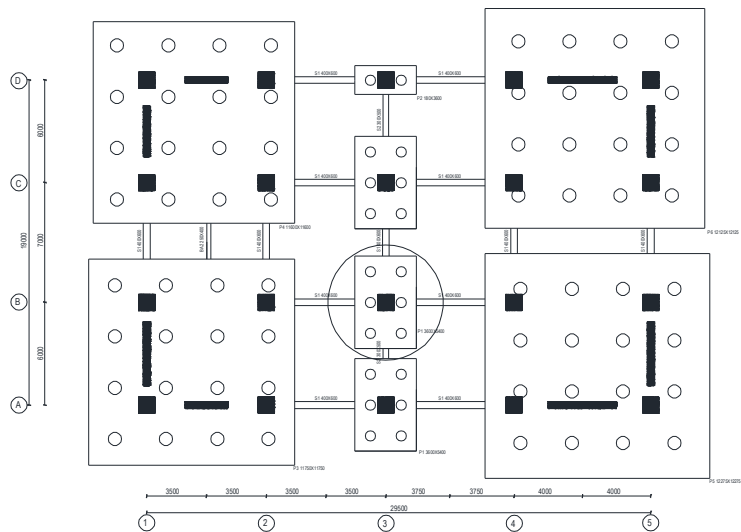
x_{max} = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah x

Σ y_i² = jumlah kuadrat jarak tiang terhadap as poer arah y

Σ x_i² = jumlah kuadrat jarak tiang terhadap as poer arah x

4.6.5 Perencanaan pondasi tiang pancang

Dalam perencanaan pondasi tiang pancang pada Tugas Akhir ini diambil contoh perhitungan pondasi untuk kolom yang berada pada lantai dasar dengan gaya-gaya dalam paling maksimum. Perhitungannya sama untuk pondasi kolom dan dinding struktur yang lain.



Gambar 4.45 Denah Rencana Pondasi

Dari hasil analisis struktur prgram SAP 2000 pada joint pondasi dengan kombinasi 1D + 1L + 1E didapat gaya-gaya dalam yang dapat dilihat pada tabel 4.46 berikut :

Tabel 4.46 Reaksi joint di bawah kolom

Nomor Joint	P	F1	F2	M1	M2
1	478988,75	6420,45	8236,49	-32184,99	32558,91
2	530180,32	8781,07	7279,28	41405,86	-42122,67
3	594982,47	6742,08	8511,45	43329,49	-39715,68
4	551532,76	-9188,15	-1186,57	41090,98	45104,88
5	457372,36	-7656,63	8315,80	-32278,48	-34805,83
6	659661,26	8464,47	10919,31	46888,05	-49818,91
7	788998,34	5542,75	6953,94	34415,71	32004,79
8	855678,82	-6057,05	7209,20	31971,31	37237,76
9	871457,27	7349,19	7603,95	30899,93	-36453,46
10	661791,35	-8983,90	11000,98	44021,60	49297,17
11	588592,18	10294,50	-9325,26	-38708,01	-49735,72
12	795803,44	-6592,92	-7032,80	-35548,00	34263,95
13	663665,03	5602,14	-6451,71	-38124,71	32058,24
14	807029,03	6511,84	-7463,12	-30538,70	-31433,46
15	585204,45	-8820,37	-10347,93	-41971,51	47905,05
16	405406,16	5749,12	-7433,77	31595,12	30585,36
17	383962,41	6638,66	-6991,88	-40206,69	-40728,50
18	55078,48	11546,39	-14482,27	-42138,60	-39167,65
19	450156,74	-8133,39	-7087,74	-40013,49	44658,58
20	386314,56	-7057,58	-7443,64	31691,04	-32844,11

4.6.5.1 Daya dukung tiang pancang tunggal

Hasil olah data tanah yang diperoleh (tabel 4.47) menunjukkan tiang pancang dengan diameter 600 mm dapat digunakan untuk kedalaman tanah minimal sedalam 14 meter. Sehingga daya dukung ijin pondasi satu tiang pada kedalaman 14 meter diperoleh :

$$\begin{aligned}
 Q_L &= Q_P + Q_S \\
 Q_P &= N_P \times K \times A_P \\
 &= 26,7 \times 12 \times 0,283 \\
 &= 90,5165 \text{ ton} \\
 Q_S &= \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_S \\
 &= \left(\frac{15}{3} + 1 \right) \times (0,6 \times \pi \times 14) \\
 &= 159,509 \text{ ton} \\
 Q_L &= Q_P + Q_S \\
 &= 90,5165 + 159,509 \\
 &= 250,026 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Sehingga dari hasil Q_L yang diperoleh maka rencana jumlah tiang pancang pada pondasi di titik 9 adalah :

$$n = \frac{P}{Q_L} = \frac{871457,27}{Q_L} = \frac{871,45727}{250,0259} = 3,48 \text{ buah direncanakan 6 buah tiang pancang.}$$

Secara lengkap perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal dan kebutuhan tiang pancang disajikan dalam tabel 4.47 dan 4.48 berikut ini :

Tabel 4.47 Daya dukung tiang pancang tunggal

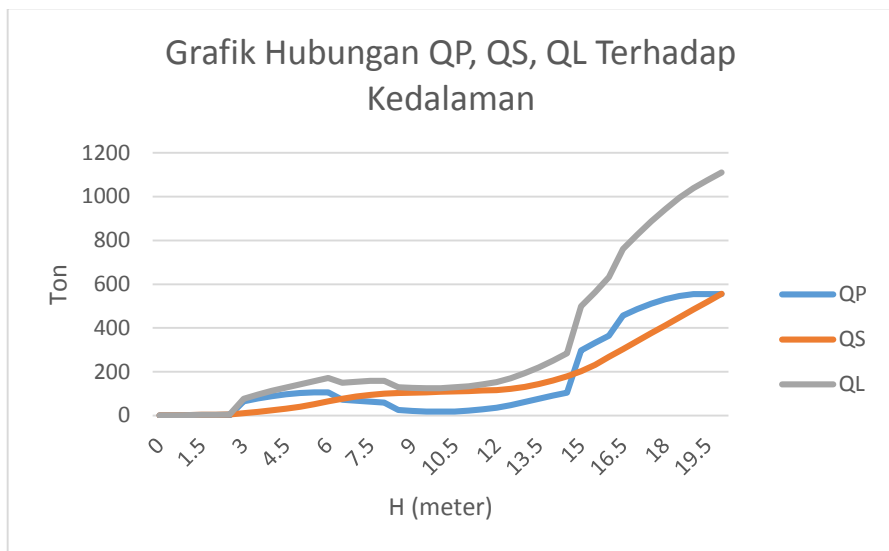
H (m)	Qp				Qs				QL (ton)
	N lap	Np	K t/m2	Qp (ton)	Ns	Ns'	As (Luas Selimut)	Qs (ton)	
0	0	0	15	0	0	0	0	0	0
0,5	0	0	15	0	0	0	0,942	0,942	0,942
1	0	0	15	0	0	0	1,884	1,884	1,884
1,5	0	0	15	0	0	0	2,826	2,826	2,826
2	0	0	15	0	0	0	3,768	3,768	3,768
2,5	0	0	35	0	0	0	4,71	4,71	4,71

Lanjutan Tabel 4.47 Daya dukung tiang pancang tunggal

H (m)	Qp				Qs				QL (ton)
	N lap	Np	K t/m ²	Qp (ton)	Ns	Ns'	As (Luas Selimut)	Qs (ton)	
3	8	6,615	35	65,52534	8	3	5,652	11,304	76,82934
3,5	8,667	7,91	35	78,35104	8,7	4,8	6,594	17,0607	95,41171
4	9,333	8,962	35	88,76399	9,3	6,5	7,536	23,864	112,628
4,5	10	9,769	35	96,76418	10	8	8,478	31,086	127,8502
5	13,33	10,33	35	102,3514	13	9,9	9,42	40,4013	142,7527
5,5	16,67	10,65	35	105,5233	17	12	10,362	51,81	157,3332
6	20	10,73	35	106,2852	20	14	11,304	65,312	171,5971
6,5	16,83	10,2	35	101,0787	17	16	12,246	76,8253	177,904
7	13,67	9,641	35	95,49126	14	17	13,188	86,35	181,8412
7,5	10,5	9,038	35	89,52286	11	17	14,13	93,886	183,4088
8	7,333	8,397	35	83,1735	7,3	17	15,072	99,4331	182,6066
8,5	4,163	7,513	12	25,51248	4,2	16	16,014	102,989	128,5019
9	1	6,384	12	21,68111	1	15	16,956	104,559	126,2406
9,5	1,167	5,423	12	18,41572	1,2	15	17,898	106,234	124,6498
10	1,333	5,128	12	17,41434	1,3	14	18,84	108,013	125,4278
10,5	1,5	5,5	12	18,67696	1,5	14	19,782	109,897	128,5744
11	1,667	6,538	12	22,20357	1,7	13	20,724	111,886	134,0897
11,5	1,833	8,243	12	27,99427	1,8	13	21,666	113,979	141,9737
12	2	10,62	12	36,04985	2	12	22,608	116,177	152,2273
12,5	7,5	14,04	12	47,67462	7,5	13	23,55	121,829	169,5041
13	13	18,26	12	61,99877	13	13	24,492	130,935	192,9342
13,5	18,5	22,46	12	76,27938	19	14	25,434	143,495	219,7748
14	24	26,65	12	90,51646	24	15	26,376	159,509	250,0259
14,5	29,5	30,83	12	104,71	30	17	27,318	178,977	283,6874
15	35	35	30	297,15	35	18	28,26	201,899	499,0494

Lanjutan Tabel 4.47 Daya dukung tiang pancang tunggal

H (m)	Qp				Qs				QL (ton)
	N lap	Np	K t/m ²	Qp (ton)	Ns	Ns'	As (Luas Selimut)	Qs (ton)	
15,5	45,5	39,15	30	332,4162	46	21	29,202	231,415	563,8316
16	56	42,88	30	364,0904	56	24	30,144	267,525	631,6158
16,5	56	46,19	35	457,5348	56	26	31,086	303,635	761,1703
17	56	49,08	35	486,1069	56	29	32,028	339,745	825,8524
17,5	56	51,54	35	510,4885	56	31	32,97	375,855	886,3439
18	56	53,58	35	530,6794	56	33	33,912	411,965	942,6449
18,5	56	55,19	35	546,6798	56	36	34,854	448,075	994,7553
19	56	56	35	554,68	56	38	35,796	484,185	1038,865
19,5	56	56	35	554,68	56	39	36,738	520,295	1074,975
20	56	56	35	554,68	56	41	37,68	556,405	1111,085



Gambar 4.46 Grafik Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Tabel 4.48 Jumlah Kebutuhan Awal Tiang Pancang Untuk Joint di Bawah Kolom

Nomor Joint	P (Kg)	P / QL	Pembulatan awal
1	478988,8	1,92	2
2	530180,3	2,12	3
3	594982,5	2,38	3
4	551532,8	2,21	3
5	457372,4	1,83	2
6	659661,3	2,64	3
7	788998,3	3,16	4
8	855678,8	3,42	4
9	871457,3	3,49	4
10	661791,4	2,65	3

Lanjutan Tabel 4.48 Jumlah Kebutuhan Awal Tiang Pancang
Untuk Joint di Bawah Kolom

Nomor Joint	P (Kg)	P / QL	Pembulatan awal
11	588592,2	2,35	3
12	795803,4	3,18	4
13	663665	2,65	3
14	807029	3,23	4
15	585204,5	2,34	3
16	405406,2	1,62	2
17	383962,4	1,54	2
18	55078,48	0,22	2
19	450156,7	1,80	2
20	386314,6	1,55	2

4.6.5.2 Daya dukung tiang pancang kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 60 cm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan di bawah ini :

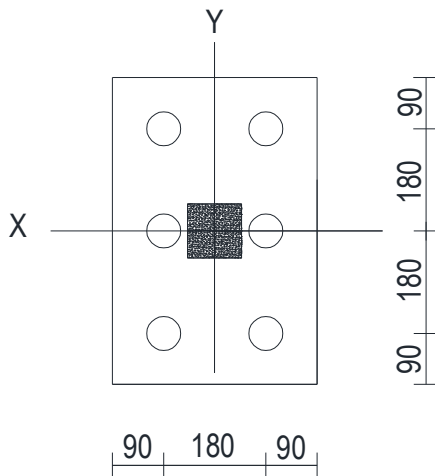
Untuk jarak antar tiang pancang :

$$\begin{aligned}
 3D &\leq S \leq 6D \\
 3 \times 60 &\leq S \leq 6 \times 60 \\
 180 &\leq S \leq 360
 \end{aligned}$$

Untuk jarak tepi tiang pancang :

$$\begin{aligned}
 1,5D &\leq S1 \leq 2D \\
 1,5 \times 60 &\leq S1 \leq 2 \times 60 \\
 90 &\leq S1 \leq 120
 \end{aligned}$$

Dipakai : jarak antar tiang pancang (S) = 180 cm
jarak tepi tiang pancang (S1) = 90 cm



Gambar 4.47 Konfigurasi Rencana Pondasi Kelompok

Koefisien efisiensi, C_e

$$C_e = 1 - \left[\left(\frac{\arctan \frac{600}{1800}}{90^\circ} \right) \times \left(2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{2} \right) \right]$$

$$= 0,761$$

Sehingga nilai daya dukung tiang pancang kelompok Q_L kelompok :

$$\begin{aligned} Q_L \text{ kelompok} &= Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times C_e \\ &= 250,026 \times 6 \times 0,761 \\ &= 1141,661 \text{ ton} \end{aligned}$$

Perhitungan beban aksial pada pondasi tiang pancang kelompok :

$$\begin{aligned} \text{- Reaksi kolom} &= 871,457 \text{ ton} \\ \text{- Berat poer} &= 3,6 \times 5,4 \times 1,2 \times 2400 \\ &= 55,9872 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Berat total (P)} = 927,444 \text{ ton}$$

$$Q_L \text{ kelompok} = 1141,661 \text{ ton} > P = 927,444 \text{ ton} \quad (\text{ok})$$

4.6.5.3 Beban vertikal ekivalen (Pv)

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang.

Perhitungan Beban vertikal ekivalen pondasi kelompok yang bekerja pada poer :

$$\Sigma x_i^2 = 6 \times (0,9)^2 = 4,86 \text{ m}^2$$

$$\Sigma y_i^2 = 4 \times (1,8)^2 = 12,96 \text{ m}^2$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M_x &= M_{ux} + (H_x \times t_{poer}) \\ &= 36453,46 + (7603,95 \times 1,2) \\ &= 45578,2 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= M_{uy} + (H_y \times t_{poer}) \\ &= 30899,93 + (7349,19 \times 1,2) \\ &= 39718,96 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total (P)} &= \text{Berat total } (\Sigma V) \\ &= 927444 \text{ kg} \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} P_v &= \frac{927444}{6} + \frac{45578,2 \times 1,8}{12,96} + \frac{39718,96 \times 0,9}{4,86} \\ &= 168259,67 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jadi beban vertikal ekivalen yang diterima 1 tiang adalah 168259,67 kg.

4.6.5.4 Kontrol kekuatan tiang

Sesuai spesifikasi pondasi tiang pancang dari PT. Wika Beton, yaitu :

Diameter outside (D)	: 600 mm
Wall thickness (T)	: 100 mm
Class	: A1

Bending momen crack	: 17 tm
Bending momen ultimate	: 25,5 tm
Allowable axial load	: 252,70 ton

Tiang pancang yang direncanakan dikontrol terhadap beberapa kriteria berikut :

Kontrol terhadap gaya aksial

Tiang pancang yang direncanakan tidak diperkenankan menerima gaya aksial yang melebihi 252,70 ton

$$P_v = 168259,67 \text{ kg}$$

$$= 168,26 \text{ ton}$$

$$P_v < P_{ijin}$$

$$168,26 \text{ ton} < 252,70 \text{ ton} \quad (\text{ok})$$

Kontrol terhadap bending momen crack

Momen maksimum yang disebabkan oleh beban lateral dirumuskan sebagai berikut :

$$M_{\max} = H \times (e + 1,5d + 0,5f)$$

nilainya tidak diperkenankan melebihi 17 tm
dimana,

H : beban lateral

e : jarak antara beban lateral yang bekerja pada muka tanah

d : diameter tiang pancang

f : posisi Mmax dari muka tanah

: $\frac{H}{9 \times C_u \times d}$ dimana C_u adalah cohhesion undrained diperoleh dari data tanah sebesar 1,375 kg/cm²

Momen arah X :

$$\begin{aligned}
 f_x &= \frac{7603,95}{9 \times 1,375 \times 60} \\
 &= 10,241 \text{ cm} \\
 M_{x \text{ max}} &= 7603,95 (0 + 1,5 \times 60 + 0,5 \times 10,241) \\
 &= 7232,915 \text{ kgcm} \\
 &= 7,232 \text{ tm} \\
 M_{x \text{ max}} &< M_{\text{crack}} \\
 7,232 \text{ tm} &< 17 \text{ tm} \quad (\text{ok})
 \end{aligned}$$

Momen arah Y :

$$\begin{aligned}
 f_x &= \frac{7349,19}{9 \times 1,375 \times 60} \\
 &= 9,898 \text{ cm} \\
 M_{x \text{ max}} &= 7349,19 (0 + 1,5 \times 60 + 0,5 \times 9,898) \\
 &= 697797,87 \text{ kgcm} \\
 &= 6,978 \text{ tm} \\
 M_{x \text{ max}} &< M_{\text{crack}} \\
 6,978 \text{ tm} &< 17 \text{ tm} \quad (\text{ok})
 \end{aligned}$$

Kontrol defleksi tiang

Defleksi yang terjadi pada tiang akibat beban lateral dapat dicari dengan persamaan :

$$Y = \frac{H \times (e + Zf)^8}{12EI} \quad \text{untuk fixed-headed pile}$$

dimana,

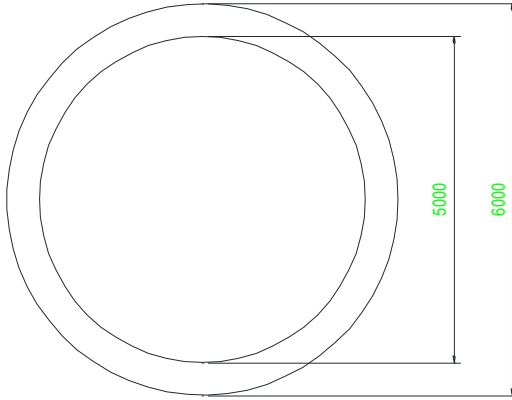
E : modulus elastis dari material tiang pancang

I : momen inersia dari cross-section tiang pancang

Zf : kedalaman titik jepit tiang

$$\begin{aligned}
 f'c' \text{ sebesar } 600 \text{ kg/cm}^2 &= 60 \text{ MPa} \\
 E &= 4700 \sqrt{f'c'} \\
 &= 4700 \times \sqrt{60} \\
 &= 36406,04 \text{ Mpa} \\
 &= 364060,4 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{1}{64} \times \pi \times (60^4 - 50^4) \\
 &= 329376,355 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$



Gambar 4.48 Penampang Tiang Pancang

$$Z_f = 1,8T$$

$$= 1,8 \times \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}$$

(n_h untuk tanah soft normally-consolidated antara 350 – 700 kN/m³, maka dipakai 700 kN/m³ = 0,07 kg/cm³)

$$= 1,8 \times \sqrt[5]{\frac{364060,4 \times 329376,355}{0,07}}$$

$$= 503,53 \text{ cm}$$

$$H_{\text{cap}} = \frac{2 \times M_n}{e + Z_f}$$

(M_n diambil sebesar momen crack tiang pancang, 17 tm)

$$= \frac{2 \times 1700000}{0 + 503,53}$$

$$= 6752,32 \text{ kg}$$

$$Y = \frac{6752,32 \times (0 + 503,53)^3}{12 \times 364060,4 \times 329376,355}$$

$$= 0,599 \text{ cm}$$

$$Y = 0,599 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm (memenuhi syarat)}$$

4.6.6 Perencanaan poer

Perencanaan Poer dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Berdasarkan hal tersebut poer direncanakan harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

Data-data perencanaan :

$$\text{Dimensi poer} = 5400 \times 3600 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal poer (t)} = 1200 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu beton} = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu tuangan} = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

Tinggi efektif balok poer :

$$\begin{aligned} \text{Arah x (dx)} &= 1200 - 40 - \frac{1}{2} \times 25 \\ &= 1147,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Arah y (dy)} &= 1200 - 40 - 25 - \frac{1}{2} \times 25 \\ &= 1122,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

4.6.6.1 Kontrol geser pons pada poer

Perencanaan pile cap harus memenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 Pasal 11.11.2.1 Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil dari :

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d$$

b_o adalah keliling dari penampang kritis pada pelat poer

$$\begin{aligned} b_o &= [2 \times (c_1 + d) + 2 \times (c_2 + d)] \\ &= [2 \times (950 + 1147,5) + 2 \times (950 + 1147,5)] \\ &= 8390 \text{ mm} \end{aligned}$$

β adalah rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned}\beta &= \frac{950}{950} \\ &= 1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_c &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \sqrt{30} \times 8390 \times 1147,5 \\ &= 27806821,25 \text{ N}\end{aligned}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{a_s \times d}{b_o}\right) \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

(a_s diperoleh sebesar 40 untuk kolom interior)

$$\begin{aligned}&= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1147,5}{8490}\right) \times \sqrt{30} \times 8390 \times 1147,5 \\ &= 24999102,31 \text{ N}\end{aligned}$$

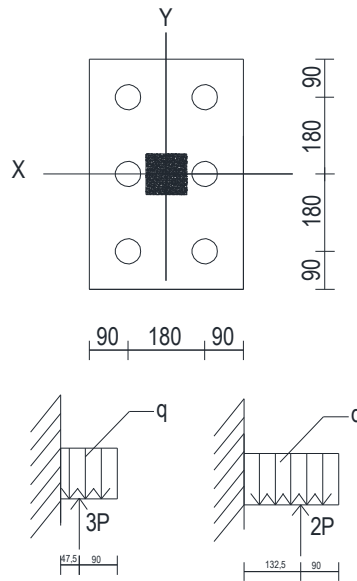
$$\begin{aligned}V_c &= 0,33 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \\ &= 0,33 \times \sqrt{30} \times 8390 \times 1147,5 \\ &= 17992649,04 \text{ N}\end{aligned}$$

Sehingga untuk batas geser pons diperoleh :

$$\begin{array}{ll}P &< \phi V_c \\ 871457,3 \text{ kg} &< 0,75 \times 1799264,904 \text{ kg} \\ 871,46 \text{ kg} &< 1349448,678 \text{ kg} \quad \quad \quad (\text{ok})\end{array}$$

4.6.6.2 Penulangan poer

Untuk penulangan lentur, pile cap dimodelkan sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom, beban reaksi aksial tiang pancang dan berat sendiri pile cap.



Gambar 4.49 Pemodelan Kantilever Pilecap Arah X dan Y

$$\rho_{\min} = 0,0020 \text{ sesuai SNI 2847:2013 Pasal 7.12.2.1}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta \times f_{c'}'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{420} \times \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,02986 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,02986 \\ &= 0,02239 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}'} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\ &= 16,47 \end{aligned}$$

Penulangan arah X

Beban yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pile cap} &= 1,375 \times 1,2 \times 2400 \\
 &= 3960 \text{ kg/m} \\
 3 \times P_v &= 3 \times 168259,67 \text{ kg} \\
 &= 504779,01 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen arah X} &= (3 \times 168259,67 \times 0,475) - (\frac{1}{2} \times 3960 \times 1,375^2) \\
 &= 236026,5923 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Diasumsikan $\phi = 0,9$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{\phi \times b \times d \times x^2} \\
 &= \frac{236026,5923}{0,9 \times 5400 \times 1122,5^2} \\
 &= 0,3854
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,3854 \times 16,47}{420}} \right)
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0009247 < \rho_{\text{min}}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{pakai}} &= \rho_{\text{min}} \\
 &= 0,002
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s_{\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,002 \times 5400 \times 1122,5 \\
 &= 12123 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan} &= A_s_{\text{perlu}} : (1/4 \times \pi \times D^2) \\
 &= 12123 : (1/4 \times \pi \times 25^2) \\
 &= 25,27 \approx 26 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak spasi tulangan} &= \frac{5400 - [(2 \times 40) + (26 \times 25) + (2 \times 25)]}{26 - 1} \\
 &= 184,8 \text{ mm, diambil } 180 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jadi dipasang tulangan D25 – 180 mm

Kontrol

$$\begin{aligned} a &= \frac{As \times f_y}{0,85 \times f_{cr} \times b} \\ &= \frac{2454,37 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000} \\ &= 40,424 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{40,424}{0,836} \\ &= 48,355 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_t &= 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \\ &= 0,003 \left(\frac{1122,5}{48,355} - 1 \right) \\ &= 0,0666 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ε_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

Jadi digunakan tulangan lentur **D25-180**

Penulangan arah Y

Beban yang bekerja :

$$\begin{aligned} \text{Berat pile cap} &= 2,225 \times 1,2 \times 2400 \\ &= 6408 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2 \times P_v &= 2 \times 168259,67 \text{ kg} \\ &= 336519,34 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen arah X} &= (2 \times 168259,6 \times 1,325) - \left(\frac{1}{2} \times 6408 \times 2,225^2 \right) \\ &= 430026,323 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Diasumsikan $\phi = 0,9$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{\phi \times b \times d \times x^2} \\ &= \frac{4300263230}{0,9 \times 3600 \times 1147,5^2} \\ &= 1,0079 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn \times m}{fy}} \right) \\
 &= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,0079 \times 16,47}{420}} \right) \\
 \rho_{\text{perlu}} &= 0,002449 \\
 \rho_{\text{pakai}} &= 0,002449 \\
 A_s_{\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,002449 \times 3600 \times 1147,5 \\
 &= 10118,120 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan} &= A_s_{\text{perlu}} : (1/4 \times \pi \times D^2) \\
 &= 10118,120 : (1/4 \times \pi \times 25^2) \\
 &= 21,091 \approx 22 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak spasi tulangan} &= \frac{3600 - [(2 \times 40) + (22 \times 25) + (2 \times 25)]}{22 - 1} \\
 &= 139,047, \text{ diambil } 120 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jadi dipasang tulangan D25 – 120 mm

Kontrol

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times fy}{0,85 \times f_c' \times b} \\
 &= \frac{6872,233 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000} \\
 &= 72,765
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{72,765}{0,836} \\
 &= 87,04
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_t &= 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \\
 &= 0,003 \left(\frac{1147,5}{87,04} - 1 \right) \\
 &= 0,03655
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

Jadi digunakan tulangan lentur **D25-120**

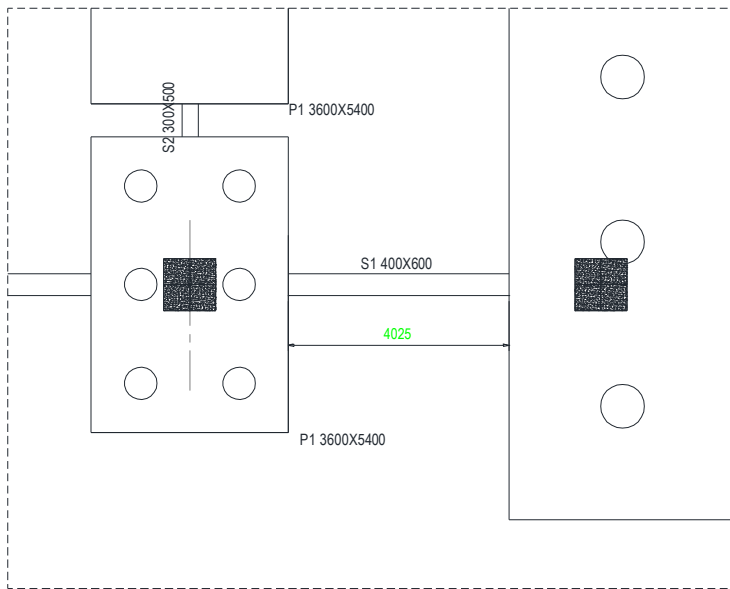
4.6.7 Perencanaan balok sloof

Struktur sloof digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan dan mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

4.6.7.1 Data perencanaan

Sloof yang ditinjau seperti pada gambar 4.50. Data-data perancangan perhitungan sloof adalah sebagai berikut :

P kolom	= 871457,27 kg
Panjang Sloof	= 4,9 meter
Mutu Beton f_c'	= 30 MPa
Mutu Baja f_y	= 420 MPa
Decking	= 40 mm
Diameter Tulangan Utama	= 19 mm
Diameter Sengkang	= 12 mm
Dimensi Sloof	= 400 mm \times 600 mm
Tinggi Efektif	= 600 - 40 - 12 - $\frac{1}{2} \times 19$
	= 538,5 mm



Gambar 4.50 Denah Sloof yang Ditinjau

4.6.7.2 Penulangan sloof

Beban-beban yang terjadi pada sloof :

$$\begin{aligned} \text{Berat aksial } N_u &= 10\% \times 871457,27 \text{ kg} \\ &= 87145,73 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Berat sendiri} = 0,4 \times 0,6 \times 2400 = 576 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban mati dan hidup} = 660 \text{ kg/m}^2 \times 7,75 \text{ m} = 5115 \text{ kg/m}$$

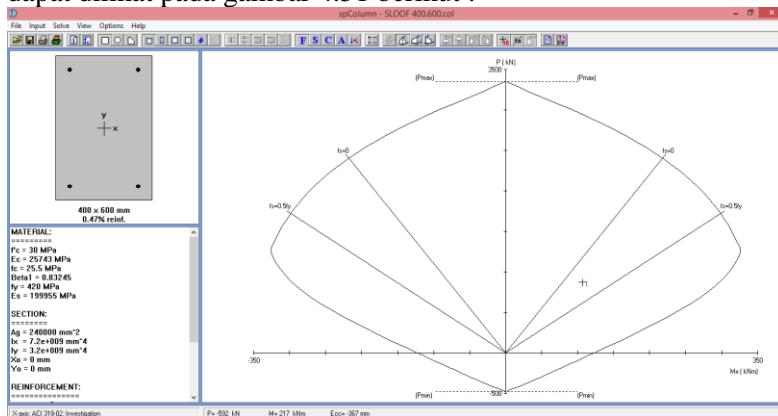
$$\text{Berat dinding} = 3,4 \times 250 = 850 \text{ kg/m}$$

$$q_u \text{ total} = 6541 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1/12 \times q_u \times L^2 \\ &= 1/12 \times 6541 \times 4,025^2 \\ &= 13087,45 \text{ kgm} \end{aligned}$$

a. Penulangan lentur

Penulangan lentur dilakukan dengan bantuan program PcaCol yang dapat dilihat pada gambar 4.51 berikut :



Gambar 4.51 Pemodelan Balok Sloof pada Program Bantu Sp Column

Sehingga didapat penulangan lentur :

Sisi atas = 2D19

Sisi bawah = 2D19

b. Penulangan geser

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} \times q_u \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 6541 \times 4,025 \\ &= 16025,45 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_g &= 600 \text{ mm} \times 400 \text{ mm} \\ &= 240000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \times \left[1 + \frac{N_u}{14 \times A_g} \right] \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 400 \times 538,5 \times \left[1 + \frac{8714572,7}{14 \times 240000} \right] \\ &= 706622,675 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_C &= 0,75 \times 706622,675 \text{ N} \\ &= 529967,006 \text{ N} \end{aligned}$$

BAB V

PENUTUP

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisa yang telah dilakukan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini dapat ditarik beberapa kesimpulan diantaranya sebagai berikut :

1. Kemampuan struktur utama gedung Hotel Quest Surabaya yang terdiri dari Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) dan Dinding Struktural (DS), mampu secara proposional menahan beban dasar geser nominal (lateral) sesuai dengan syarat *Dual System* dimana struktur SRPM sekurang-kurangnya memikul 25% beban lateral.
 - Untuk arah X, beban lateral mampu dipikul oleh struktur SRPM sebesar 25,30% dan struktur DS sebesar 74,70%.
 - Untuk arah Y, beban lateral mampu dipikul oleh struktur SRPM sebesar 26,59% dan Struktur DS sebesar 73,41%.
2. Berdasarkan tabel 4.19 dan 4.20 maka kontrol simpangan antar lantai hasil analisa struktur pada arah X dan arah Y serta kontrol yang lainnya sudah memenuhi persyaratan kontrol kinerja batas layan struktur akibat beban gempa yang disyaratkan pada SNI 1726:2012.
3. Dari hasil modifikasi perancangan struktur gedung Hotel Quest Surabaya didapatkan data-data perencanaan sebagai berikut :

Struktur Sekunder

Dimensi Balok Anak = 25/45 cm

= 20/30

Dimensi Balok Bordes = 20/30 cm

Dimensi Balok Lift = 20/30 cm dan 40/60 cm

Tebal Pelat Lantai = 12 cm

Tebal Pelat Atap = 12 cm

Tebal Pelat Tangga = 12 cm

Struktur Primer

Dimensi Balok Induk	= 40/60 cm (B1)
	= 30/50 cm (B2)
Dimensi Kolom	= 95 × 95 cm (K1)
	= 75 × 75 cm (K2)
	= 65 × 65 cm (K3)
	= 20 × 20 cm (KP)
Tebal Shearwall	= 40 cm (PANEL 1-4)
Tiang Pancang	= D 60 cm, D 80 cm
	H (14,00-14,20 meter)

4. Gaya prategang yang dibutuhkan pada struktur utama balok prategang sepanjang 13 meter dengan dimensi 50 cm / 70 cm di lantai 13 adalah 2000 kN dengan kehilangan gaya prategang yang didapat sebesar 20,35 %.
5. Gaya prategang yang dibutuhkan pada struktur utama balok prategang sepanjang 13 meter dengan dimensi 50 cm / 70 cm di lantai atap adalah 1000 kN dengan kehilangan gaya prategang yang didapat sebesar 17,26 %.

5.2 Saran

Pada perencanaan pondasi, perlu diperhatikan dimensi ukuran pile cap yang didapatkan pada setiap titik kolom maupun dinding struktur. Bila jarak antara masing-masing pile cap saling berdekatan, sebaiknya direncanakan sebagai *full slab* (digabung) agar memudahkan pengerjaan di lapangan juga menghemat material tulangan baja agar tidak banyak memotong di lapangan.

DAFTAR PUSTAKA

DAFTAR PUSTAKA

- American Concrete Institute. **BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI 318-99) AND COMMENTARY (ACI 318R-99)**. USA : American Concrete Institute.
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. **SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung**. Jakarta : Badan Standarisasi Nasional
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **SNI 2847:2013 Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standarisasi Nasional
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **SNI 1727:2013 Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung Dan Struktur Lain**. Jakarta : Badan Standarisasi Nasional
- Departemen Pekerjaan Umum. 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung-1983**. Bandung : Yayasan Penyelidikan Masalah Bangunan Gedung
- Kementrian Pekerjaan Umum. 2010. **PETA HAZARD GEMPA INDONESIA 2010**. Jakarta : Kementrian Pekerjaan Umum
- Lin,T.Y dan Burns, H. 2000. **Desain Struktur Beton Prategang**. Diterjemahkan oleh Ir. Mediana, MS. Jakarta : Binarupa Aksara. 335 hal.
- Nawy, E. G., Tawio, dan Kusuma, B. 2010. **Beton Bertulang Sebuah Pendekatan Mendasar Jilid 1**. Surabaya : ITSPress. 974 hal.

- Nawy, E. G., Tavio, dan Kusuma, B. 2010. **Beton Bertulang Sebuah Pendekatan Mendasar Jilid 2**. Surabaya : ITSPress. 974 hal.
- Panitia Pembaharuan Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971. 1977. **Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 N.I – 2**. Bandung : OFFSET LPMB
- Prestressed/Precast Concrete Institute.2004. **PCI Design Handbook 6th Edition**. *Prestressed and Precast Concrete*. 352 hal.
- Resmi dan Roja, Yamini. 2016. “*A Review On Performance Of Shear Wall*”. Jurnal Aplikasi ISSN 0973-4562 Volume 11, No 3. 1/5 hal.
- Tavio dan Kusuma, B. 2009. **Desain Sistem Rangka Pemikul Momen Dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**. Surabaya : ITS Press. 141 hal.

GAMBAR RENCANA

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN ATAP

MAHASISWA : ONCAT GEMURUH LEPUTRA
NRP. 3115 105 004

DOSEN PEMBIMBING : 1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003
2. Prof. Tavio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

DAFTAR ISI

NO. LMBR.	JUDUL	JML. LMBR.	NO. LMBR.	JUDUL	JML. LMBR.
01	DENAH ARSITEKTUR LANTAI DASAR	51	37	DETAIL PENULANGAN DINDING STRUKTUR PANEL 4	51
02	DENAH ARSITEKTUR LANTAI 1-11	51	38	DETAIL PENULANGAN BALOK BI-1 BENTANG 8M	51
03	DENAH ARSITEKTUR LANTAI 12-13	51	39	DETAIL PENULANGAN PORTAL KOLOM K2 DAN BI-1 BENTANG 8M	51
04	TAMPAK SAMPING (SELATAN)	51	40	DETAIL PENULANGAN HBK INTERIOR DAN EKSTERIOR	51
05	TAMPAK DEPAN (TIMUR)	51	41	PENULANGAN BALOK PRATEGANG DAN LETAK TENDON LT 13	51
06	DENAH KOLOM, BALOK, DINDING STRUKTUR LANTAI 1	51	42	DETAIL PENULANGAN BALOK PRATEGANG LT 13	51
07	DENAH KOLOM, BALOK, DINDING STRUKTUR LANTAI 2-4	51	43	DETAIL PENAMPANG BALOK PRATEGANG LT 13	51
08	DENAH KOLOM, BALOK, DINDING STRUKTUR LANTAI 5-9	51	44	PENULANGAN BALOK PRATEGANG DAN LETAK TENDON LT ATAP	51
09	DENAH KOLOM, BALOK, DINDING STRUKTUR LANTAI 10-11	51	45	DETAIL PENULANGAN BALOK PRATEGANG LT ATAP	51
10	DENAH KOLOM, BALOK, DINDING STRUKTUR LANTAI 12	51	46	DETAIL PENAMPANG BALOK PRATEGANG LT ATAP	51
11	DENAH KOLOM, BALOK, DINDING STRUKTUR LANTAI 13	51	47	DETAIL PENULANGAN POER TIPE P1	51
12	DENAH KOLOM, BALOK, DINDING STRUKTUR LANTAI ATAP	51	48	DETAIL PENULANGAN POER TIPE P2	51
13	DENAH PONDASI, BALOK SLOOF, BALOK ANAK	51	49	DETAIL PENULANGAN POER TIPE P3, P4	51
14	POTONGAN A-A	51	50	DETAIL PENULANGAN POER TIPE P5, P6	51
15	POTONGAN B-B	51	51	POTONGAN A-A, B-B POER P6	51
16	DENAH PELAT TIPE A DAN B	51			
17	DENAH PELAT TIPE E	51			
18	DENAH PELAT TIPE C DAN D	51			
19	DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE A	51			
20	DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE B	51			
21	DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE C	51			
22	DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE E	51			
23	DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE D	51			
24	DETAIL PENULANGAN PELAT TANGGA	51			
25	POTONGAN TANGGA DAN DETAIL PENULANGAN TANGGA	51			
26	TABEL PENULANGAN BALOK INDUK	51			
27	TABEL PENULANGAN BALOK ANAK	51			
28	TABEL PENULANGAN BALOK BORDES DAN BALOK LIFT	51			
29	TABEL PENULANGAN KOLOM	51			
30	TABEL PENULANGAN BALOK SLOOF	51			
31	DETAIL PENULANGAN KOLOM K1	51			
32	DETAIL PENULANGAN KOLOM K2	51			
33	DETAIL PENULANGAN KOLOM K3	51			
34	DETAIL PENULANGAN DINDING STRUKTUR PANEL 1	51			
35	DETAIL PENULANGAN DINDING STRUKTUR PANEL 2	51			
36	DETAIL PENULANGAN DINDING STRUKTUR PANEL 3	51			



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Denah Arsitektur Lantai Dasar

SKALA

1 : 200

KETERANGAN

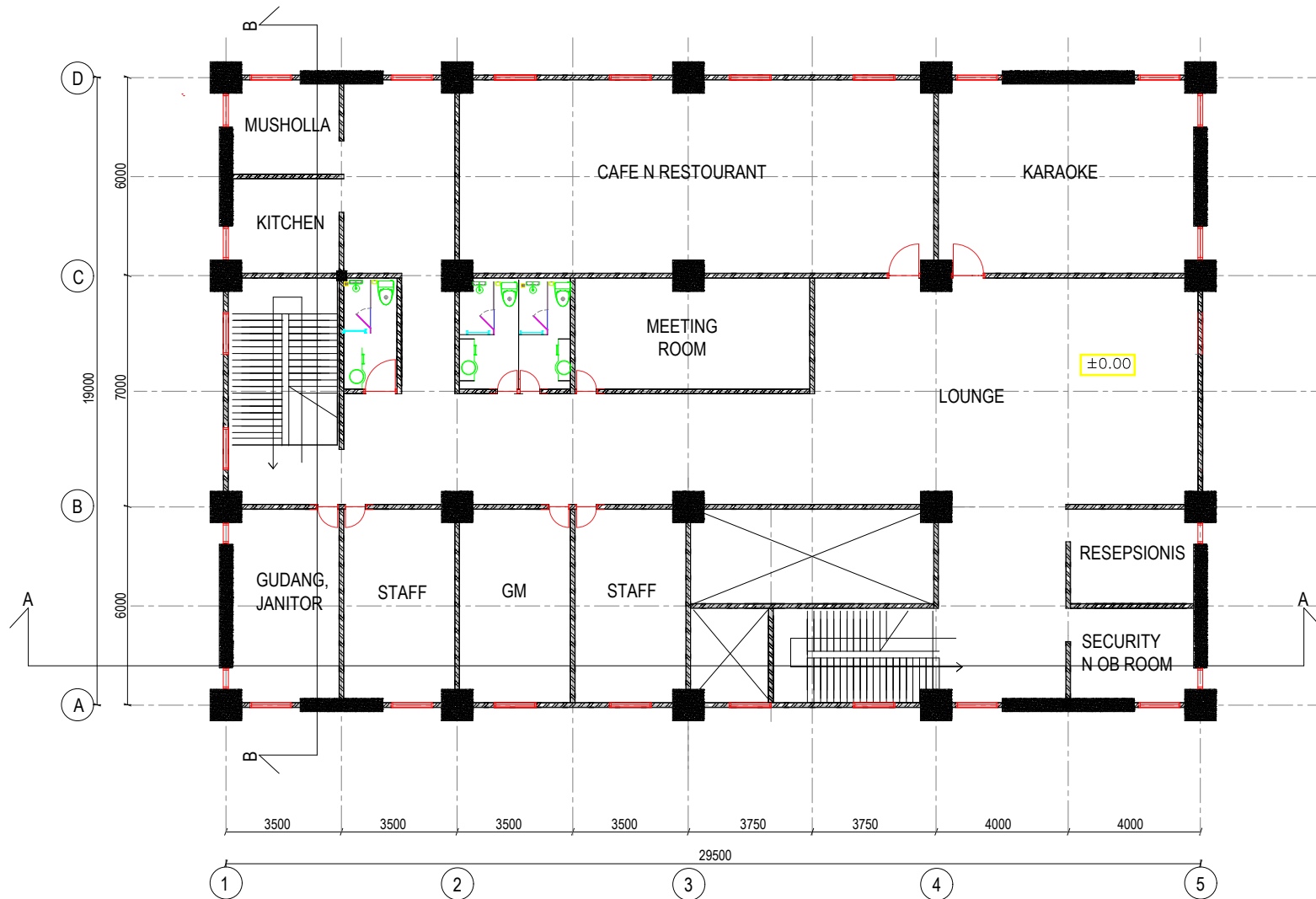
NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

01

JML. LEMBAR

51



DENAH ARSITEKTUR LANTAI DASAR
SKALA 1 : 200





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Denah Arsitektur Lantai 1-11

SKALA

1 : 200

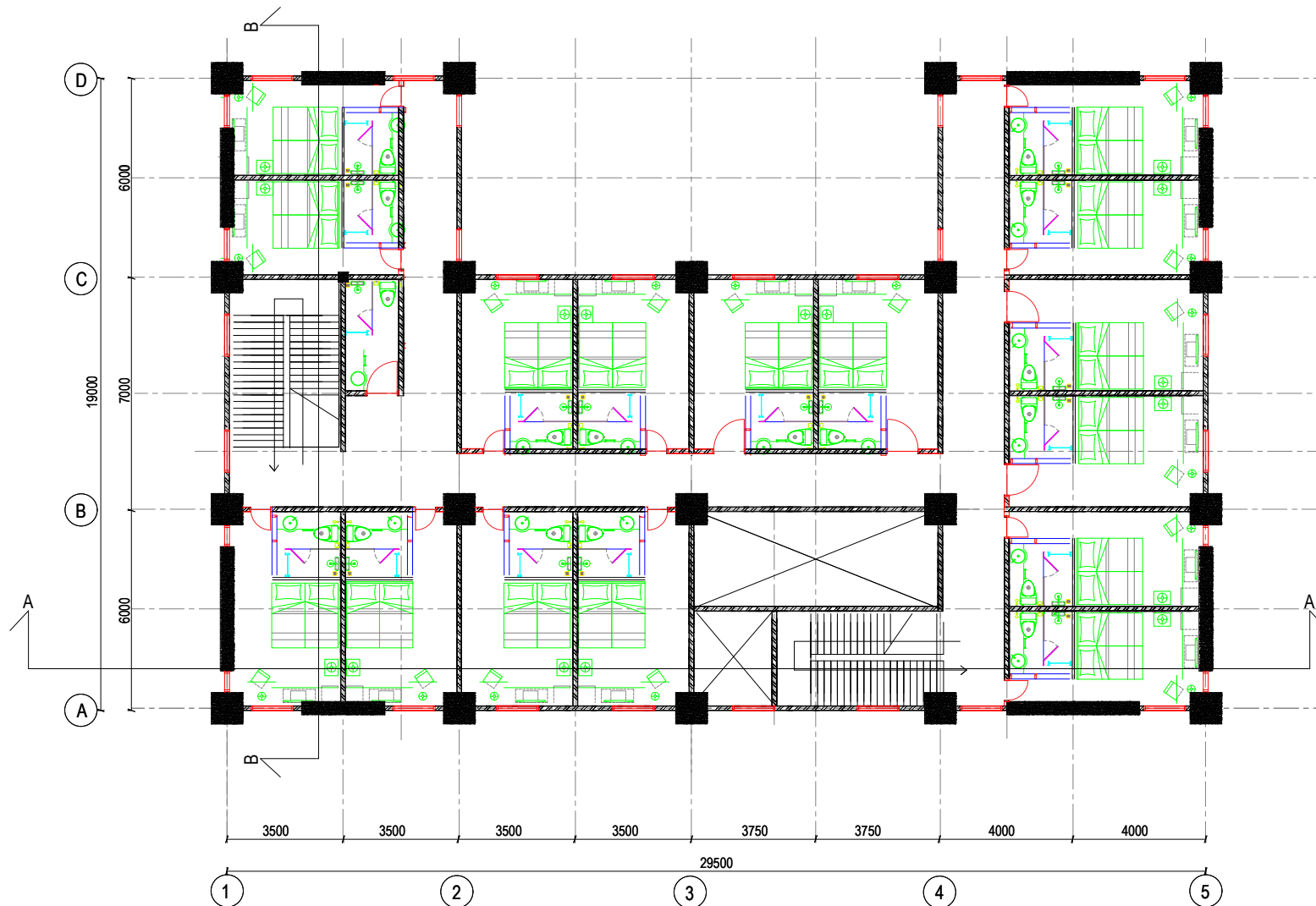
KETERANGAN

NO. GAMBAR

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

02

51



DENAH ARSITEKTUR LANTAI 1-11
SKALA 1 : 200





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Denah Arsitektur Lantai 12 Dan 13

SKALA

1 : 200

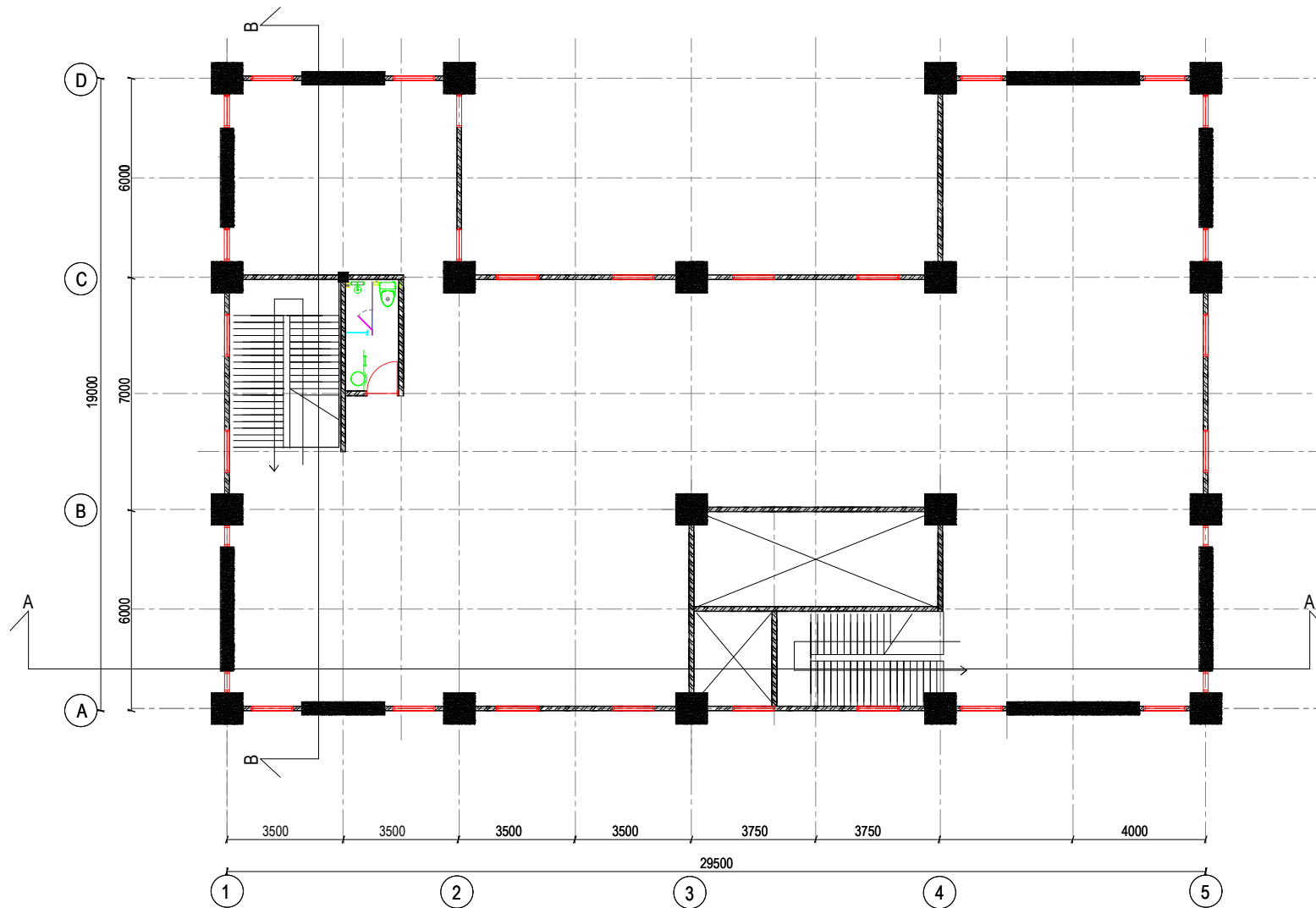
KETERANGAN

NO. GAMBAR

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

03

51



DENAH ARSITEKTUR LANTAI 12 DAN 13
SKALA 1 : 200





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Tampak Samping (Selatan)

SKALA

1 : 300

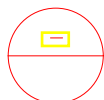
KETERANGAN

NO. GAMBAR

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

04

51



TAMPAK SAMPIING (SELATAN)

SKALA 1 : 300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Tampak Depan (Timur)

SKALA

1 : 300

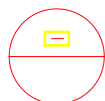
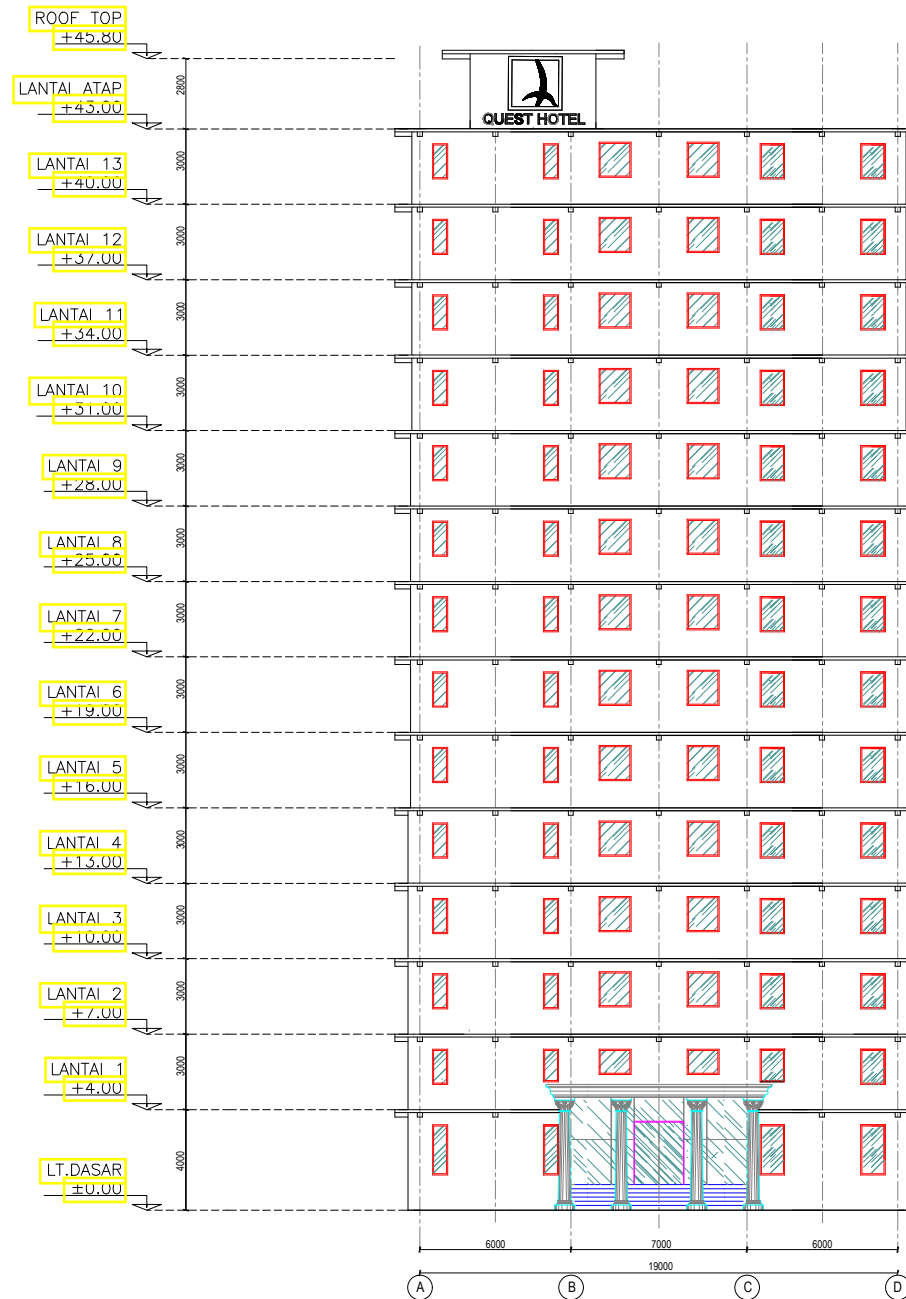
KETERANGAN

NO. GAMBAR

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

05

51



TAMPAK DEPAN (TIMUR)

SKALA 1 : 300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Denah Kolom, Balok, Dinding Struktur Lantai 1

SKALA

1 : 200

KETERANGAN

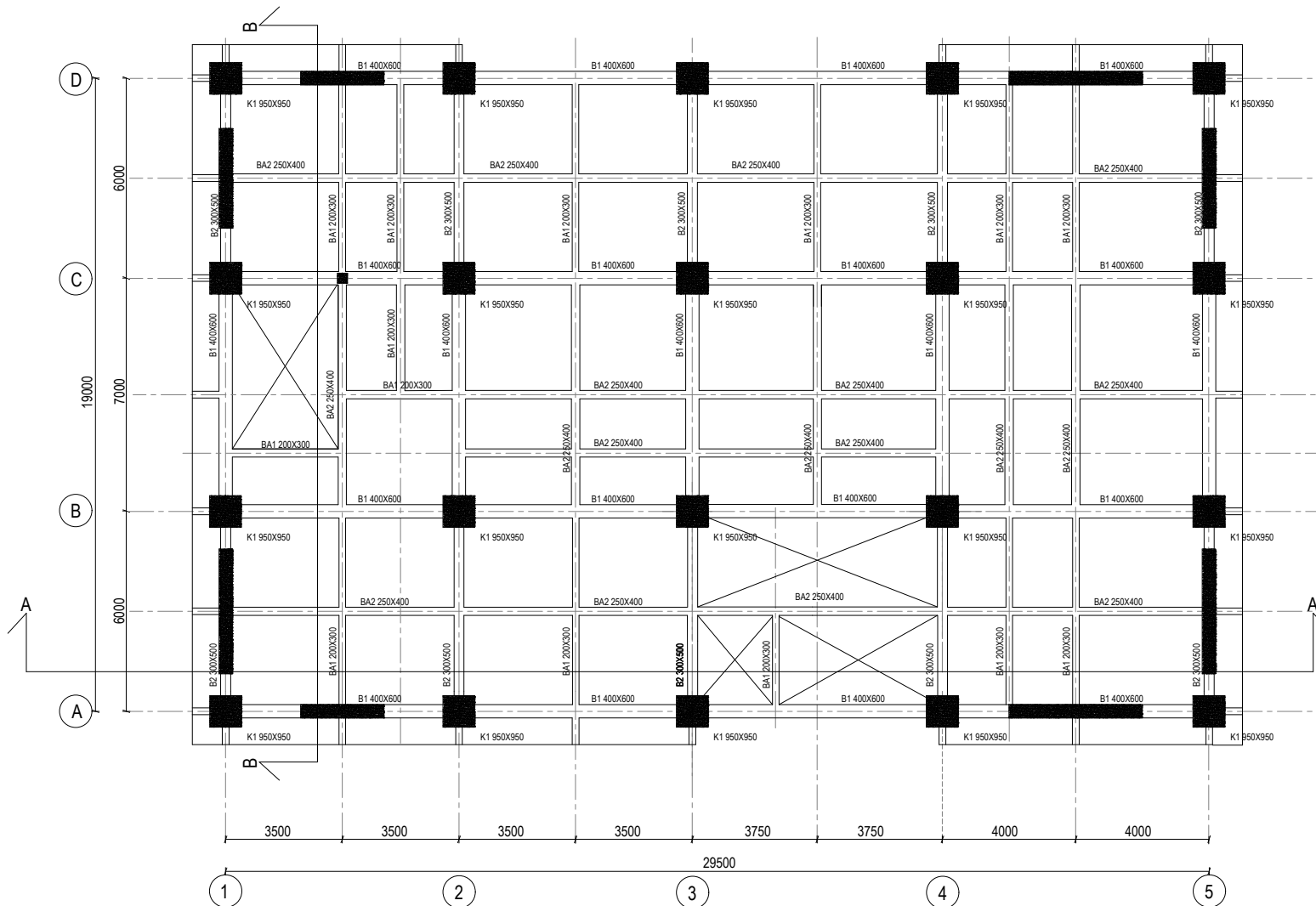
NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

06

JML. LEMBAR

51



 DENAH KOLOM, BALOK, DINDING STRUKTUR LANTAI 1
SKALA 1 : 200





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Denah Kolom, Balok, Dinding Struktur Lantai 2-4

SKALA

1 : 200

KETERANGAN

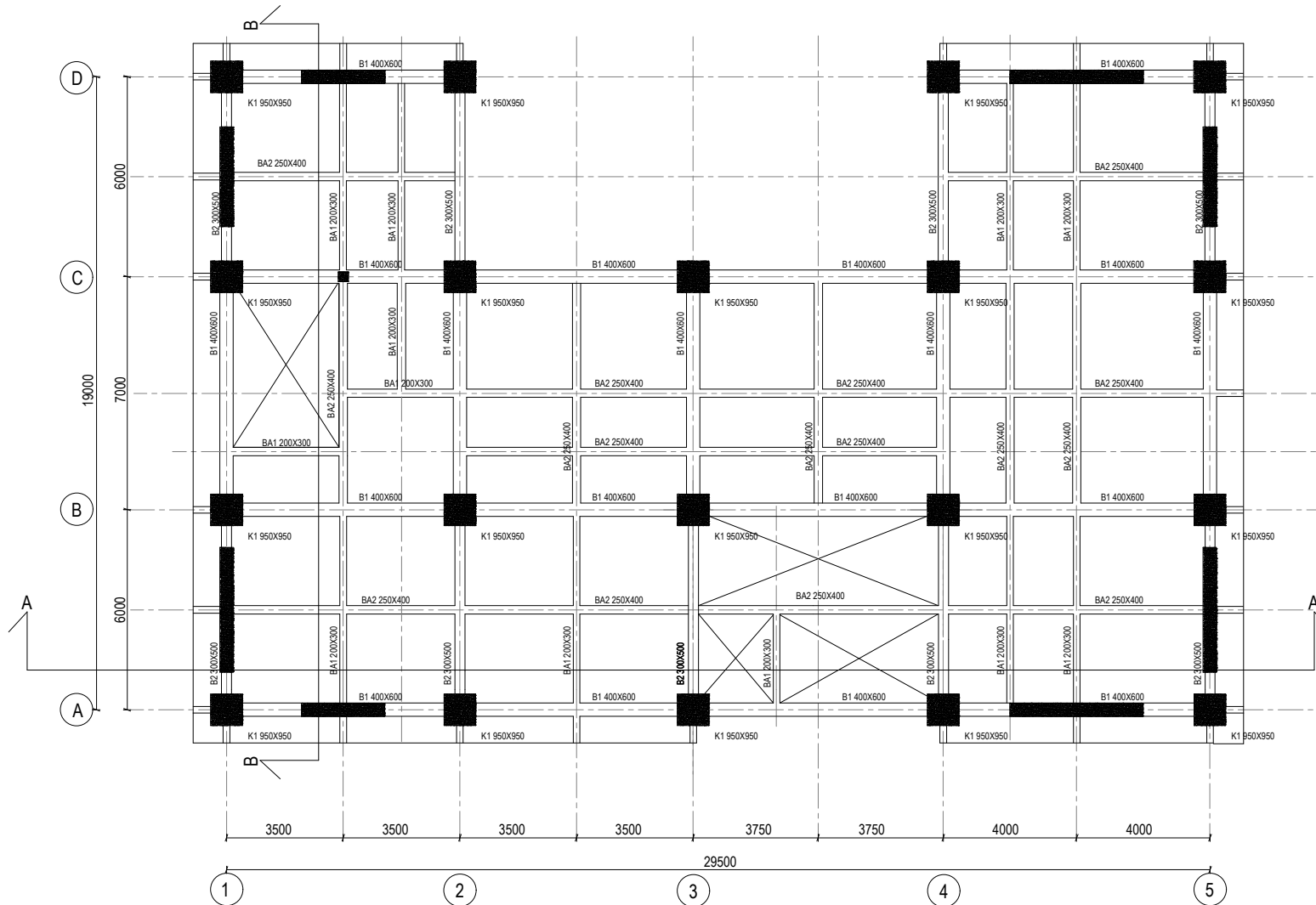
NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

07

JML. LEMBAR

51



 **DENAH KOLOM, BALOK, DINDING STRUKTUR LANTAI 2-4**
SKALA 1 : 200





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Denah Kolom, Balok, Dinding Struktur Lantai 5-9

SKALA

1 : 200

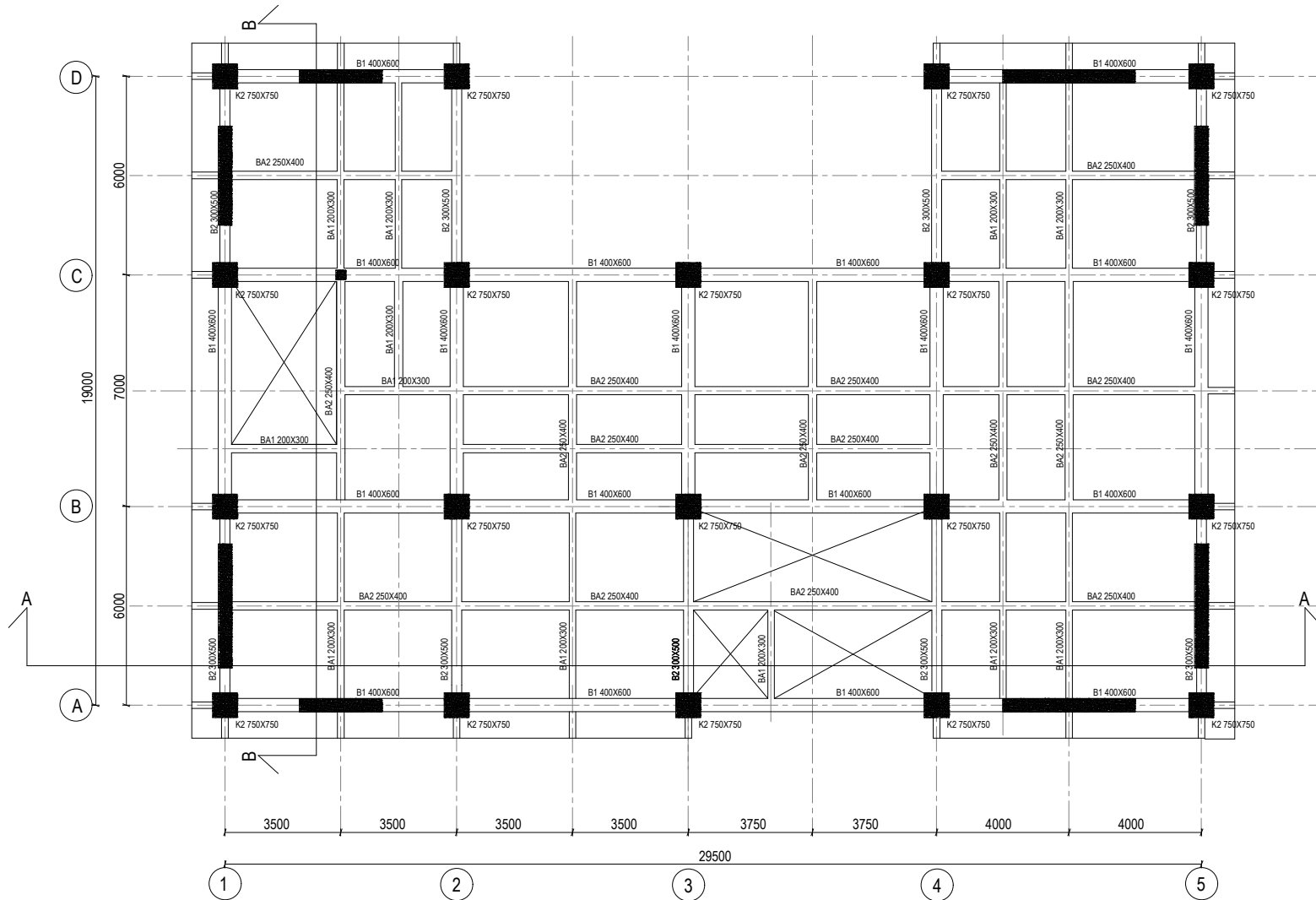
KETERANGAN

NO. GAMBAR

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

08

51



DENAH KOLOM, BALOK, DINDING STRUKTUR LANTAI 5-9

SKALA 1 : 200





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Denah Kolom, Balok, Dinding Struktur Lantai 10-11

SKALA

1 : 200

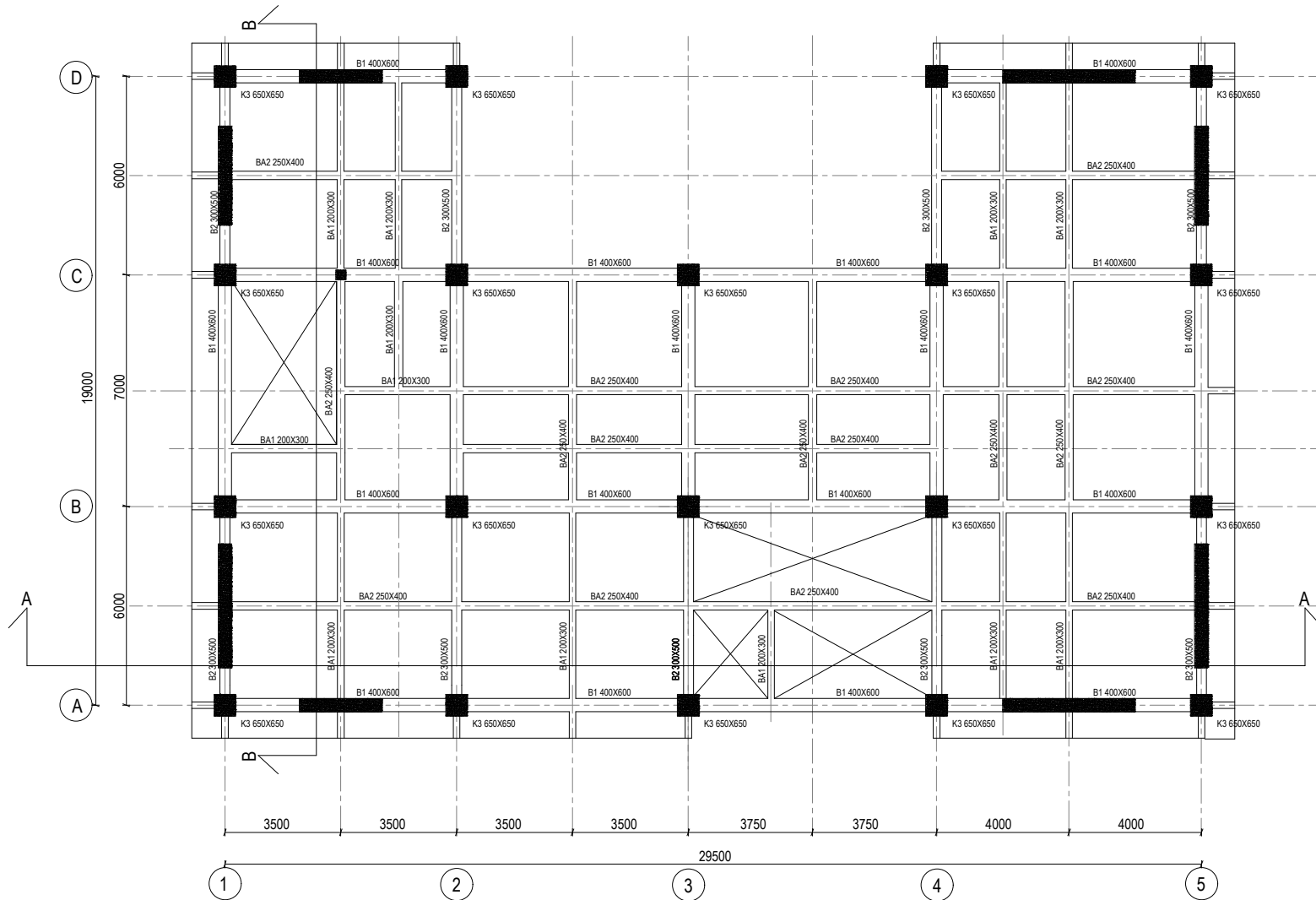
KETERANGAN

NO. GAMBAR

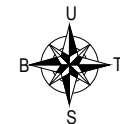
NO. LEMBAR JML. LEMBAR

09

51



DENAH KOLOM, BALOK, DINDING STRUKTUR LANTAI 10-11
SKALA 1 : 200





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Denah Kolom, Balok, Dinding Struktur Lantai 12

SKALA

1 : 200

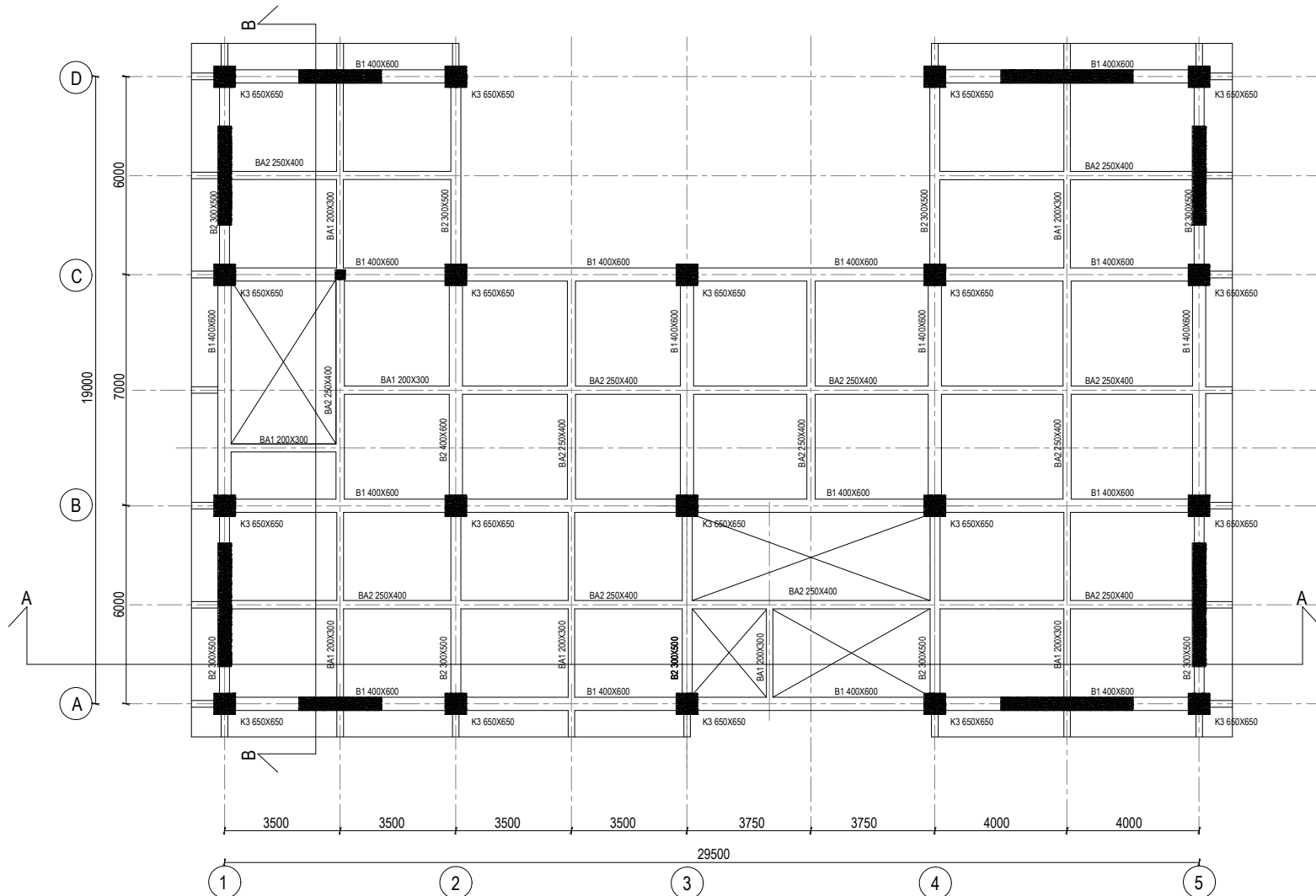
KETERANGAN

NO. GAMBAR

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

10

51



DENAH KOLOM, BALOK, DINDING STRUKTUR LANTAI 12

SKALA 1 : 200





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Denah Kolom, Balok, Dinding Struktur Lantai 13

SKALA

1 : 200

KETERANGAN

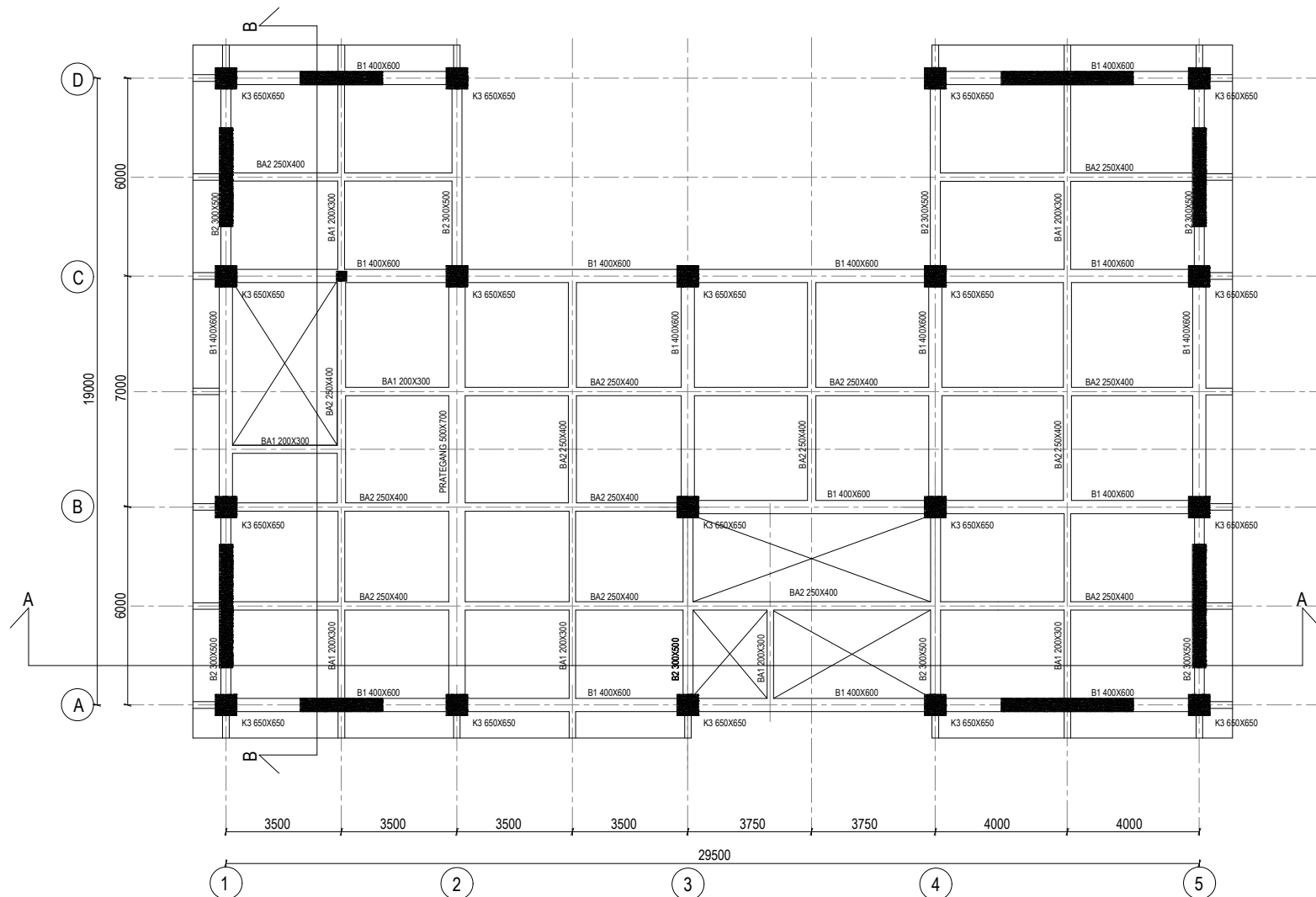
NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

11

JML. LEMBAR

51



 **DENAH KOLOM, BALOK, DINDING STRUKTUR LANTAI 13**
SKALA 1 : 200





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Denah Kolom, Balok, Dinding Struktur Lantai Atap

SKALA

1 : 200

KETERANGAN

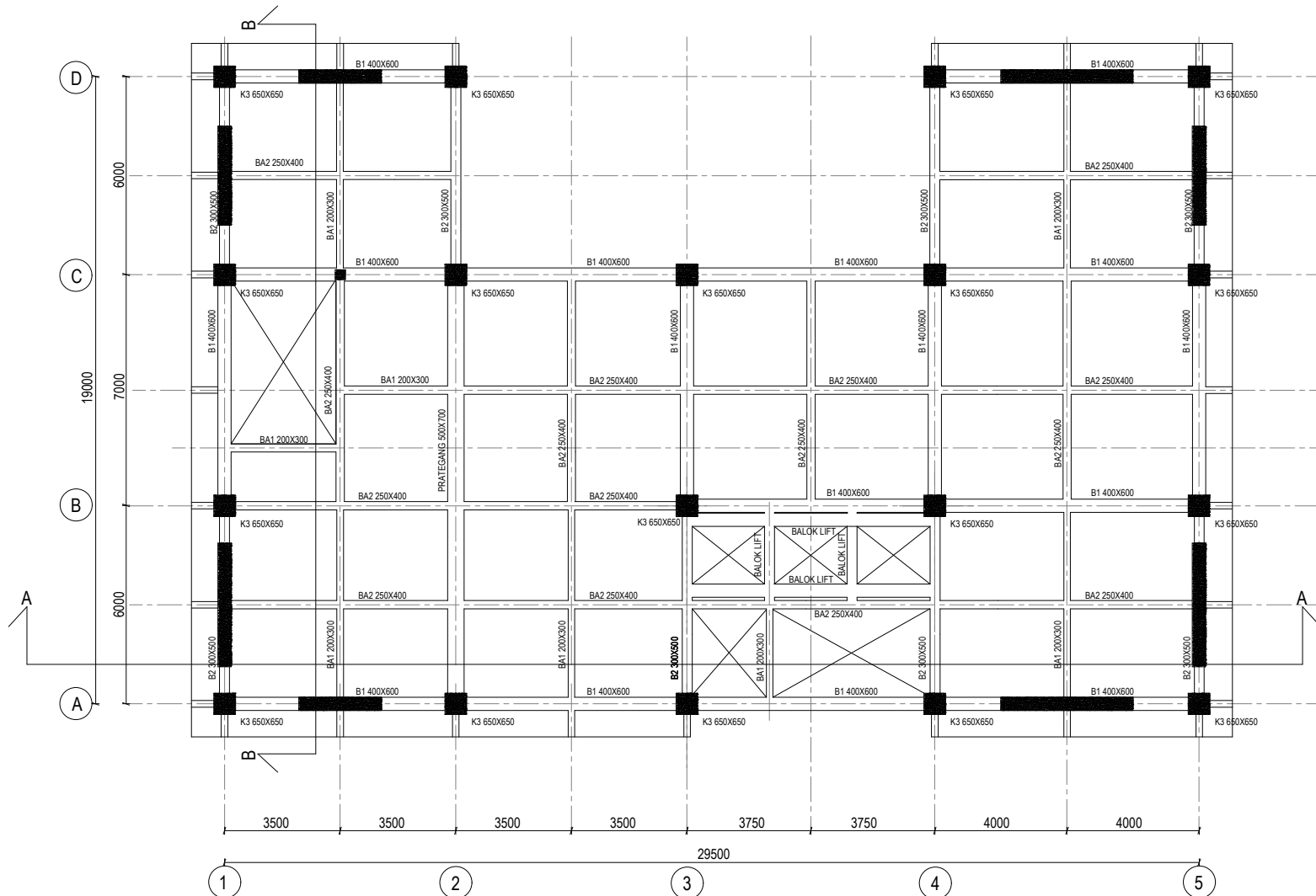
NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

12

JML. LEMBAR

51



DENAH KOLOM, BALOK, DINDING STRUKTUR LANTAI ATAP
SKALA 1 : 200





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Denah Pondasi, Balok Sloof dan Balok Anak

SKALA

1 : 200

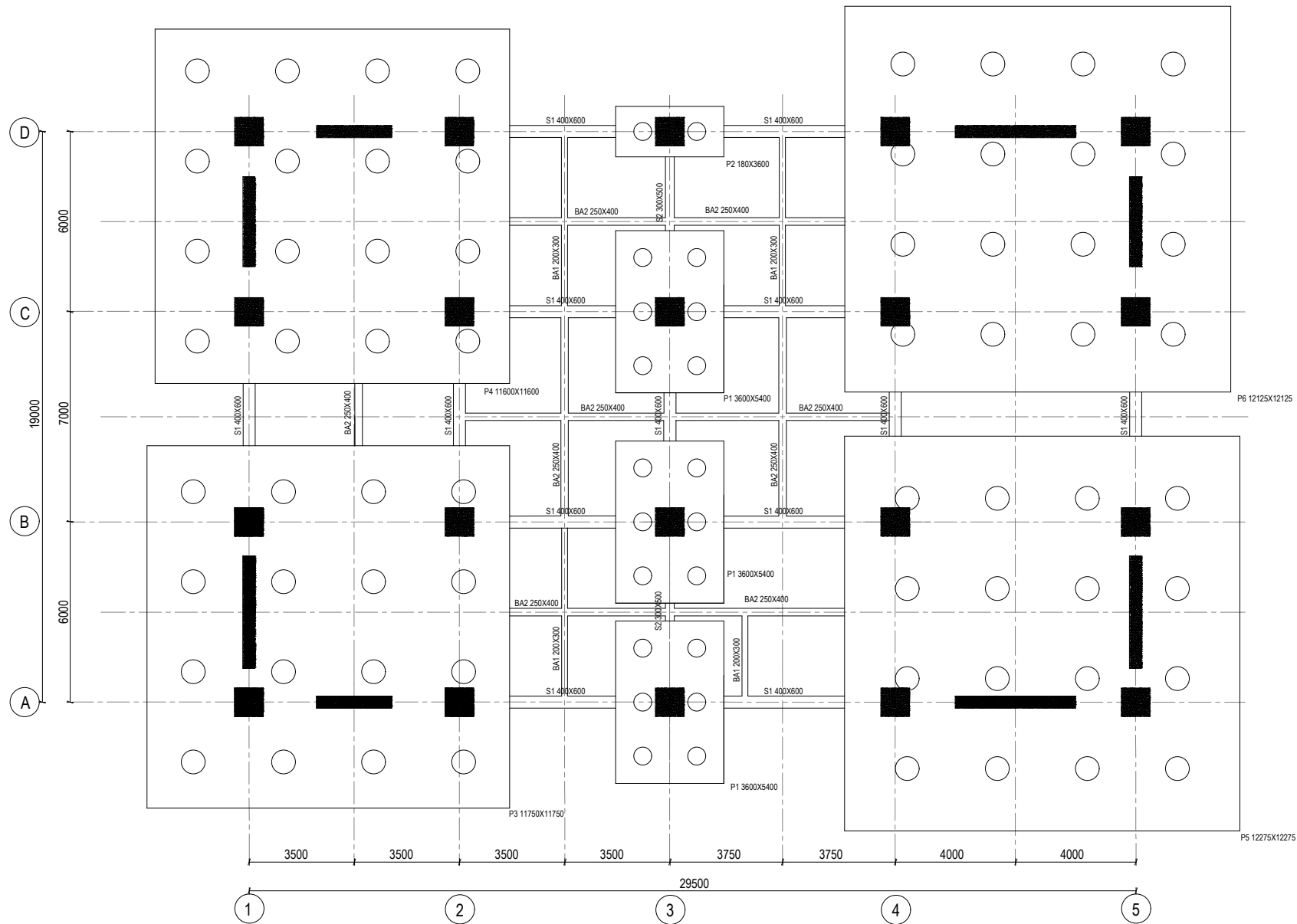
KETERANGAN

NO. GAMBAR

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

13

51



 DENAH PONDASI, BALOK SLOOF, BALOK ANAK
SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Potongan Memanjang A-A

SKALA

1 : 300

KETERANGAN

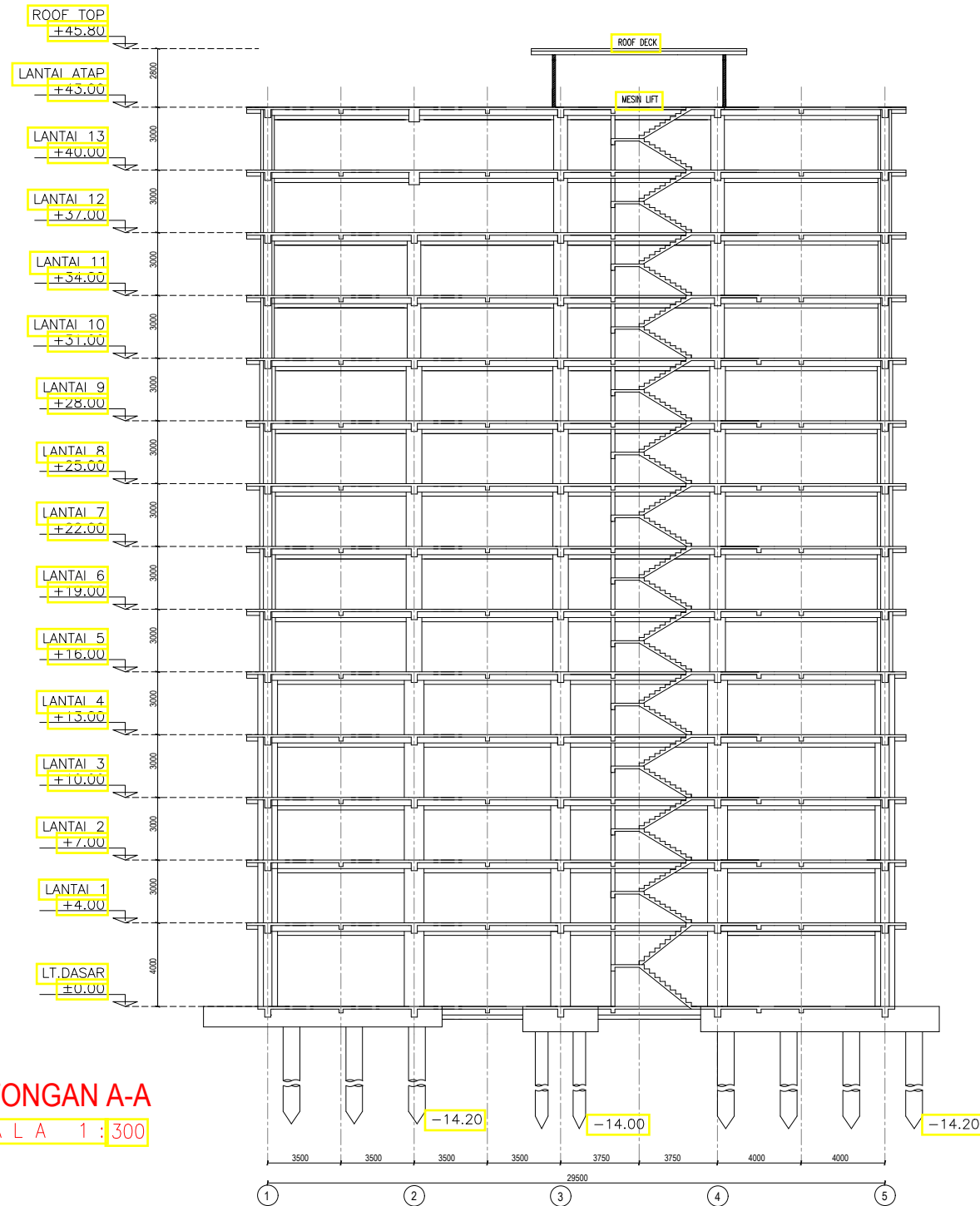
NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

14

JML. LEMBAR

51



POTONGAN A-A
SKALA 1 : 300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Potongan Melintang B-B

SKALA

1 : 300

KETERANGAN

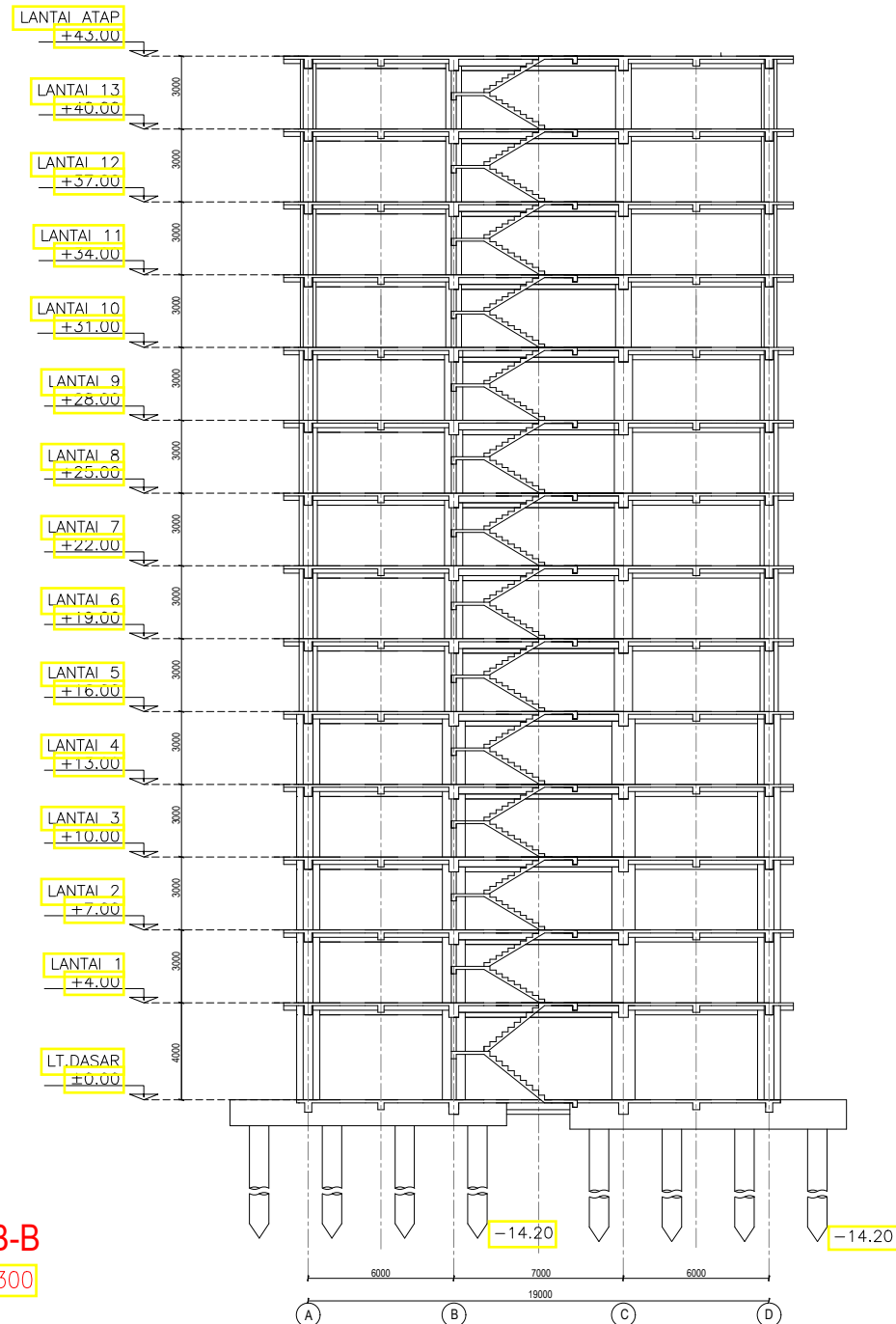
NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

15

JML. LEMBAR

51



 **POTONGAN B-B**
SKALA 1 : 300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Denah Pelat Tipe A, B

SKALA

1 : 200

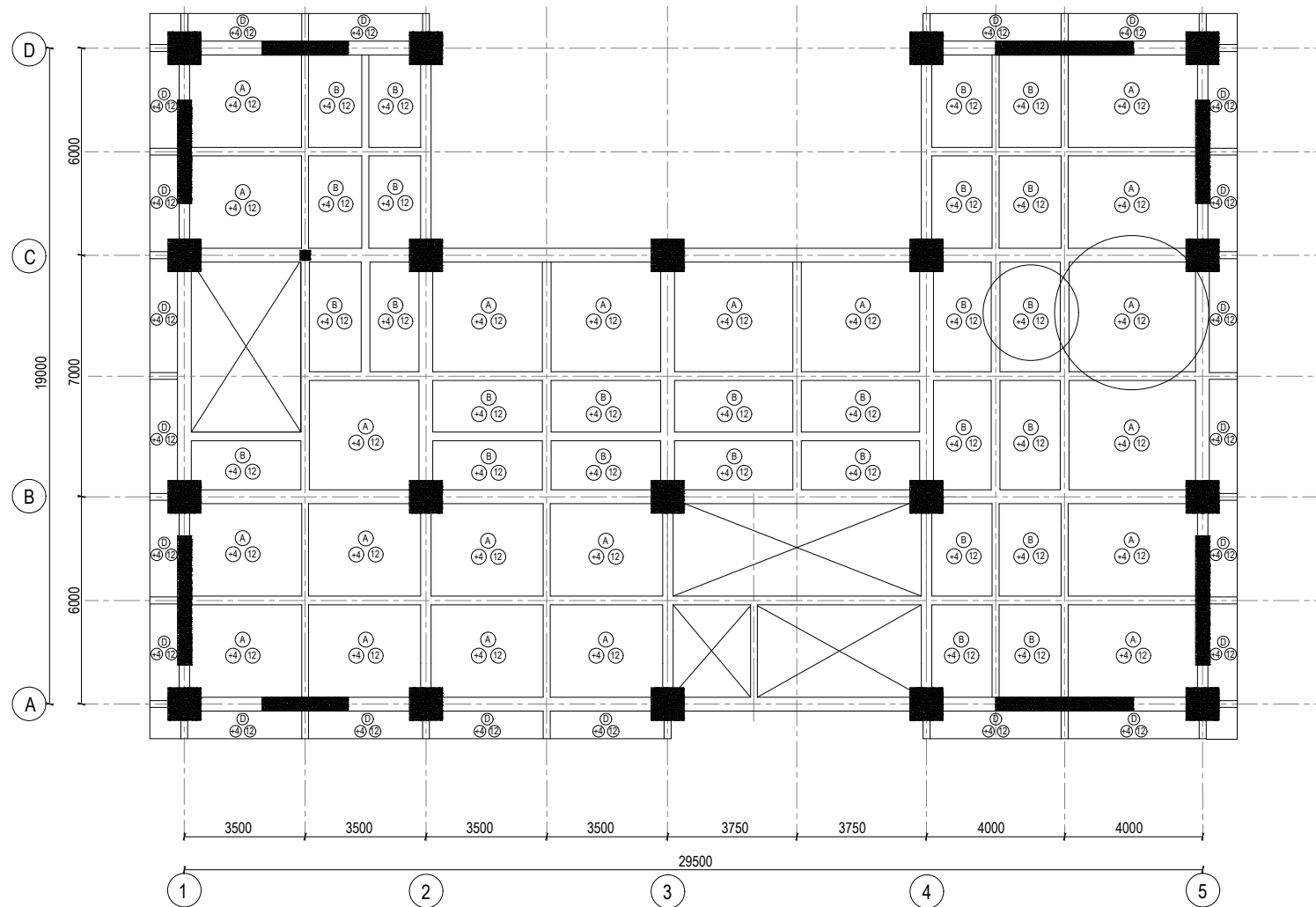
KETERANGAN

NO. GAMBAR

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

16

51



 DENAH PELAT TIPE A, B
SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Denah Pelat Tipe E

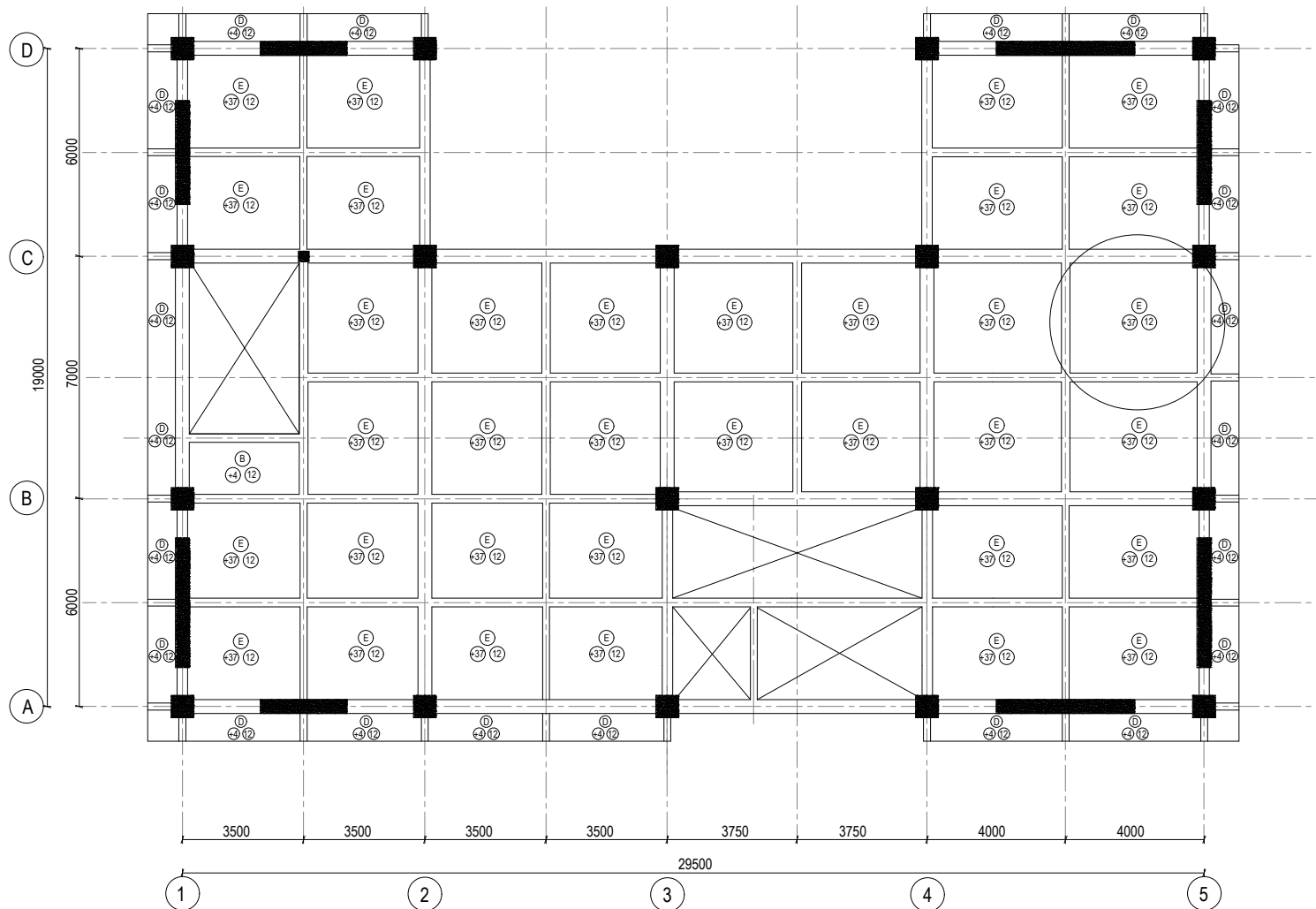
SKALA

1 : 200

KETERANGAN

NO. GAMBAR

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
17	51



 DENAH PELAT TIPE E
SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Denah Pelat Tipe C, D

SKALA

1 : 200

KETERANGAN

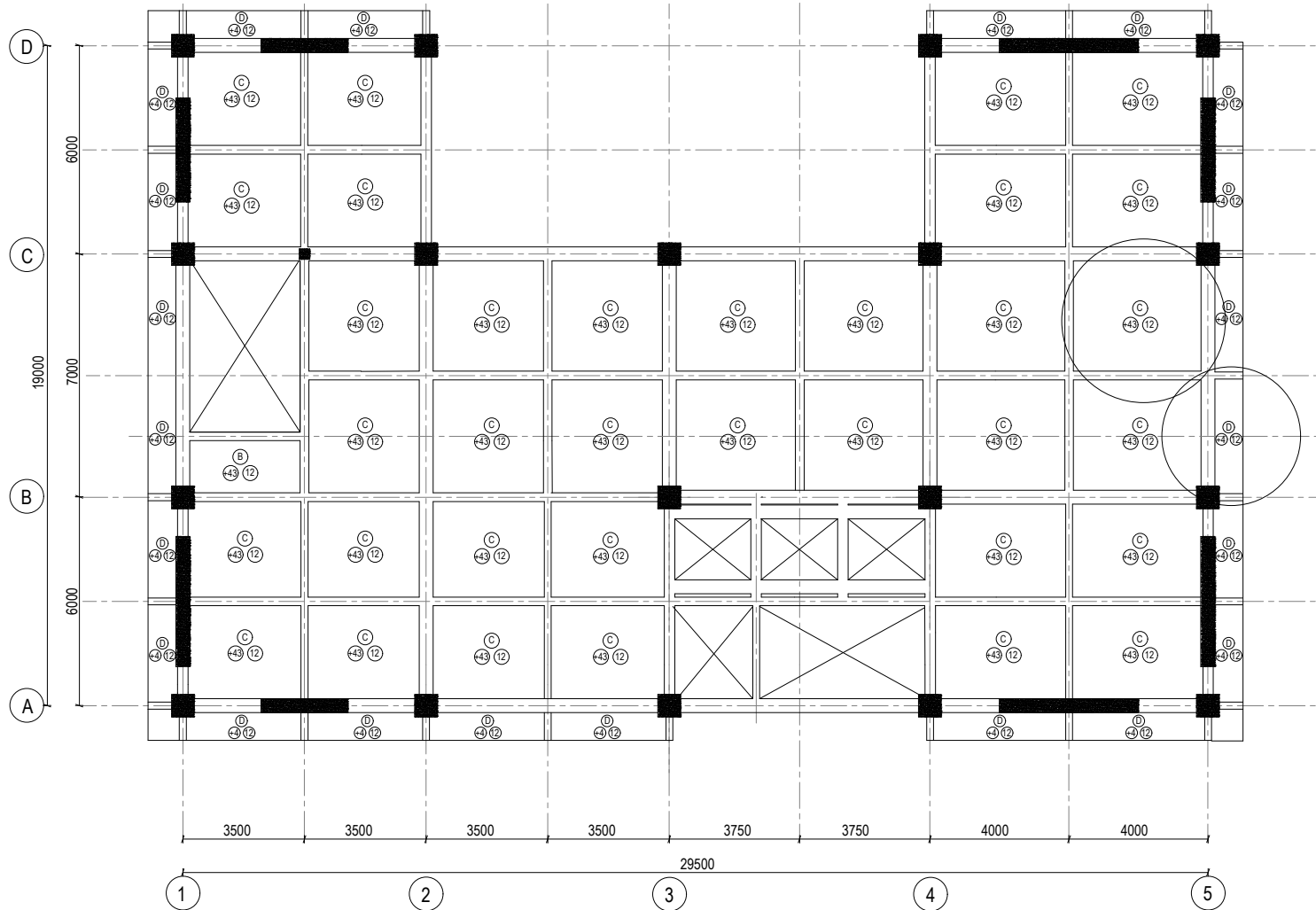
NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

18

JML. LEMBAR

51



 DENAH PELAT TIPE C, D
SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penulangan Pelat Tipe A

SKALA

1 : 50

KETERANGAN

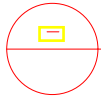
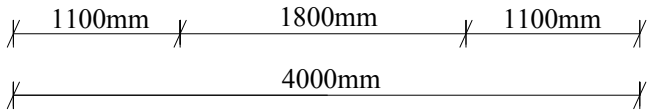
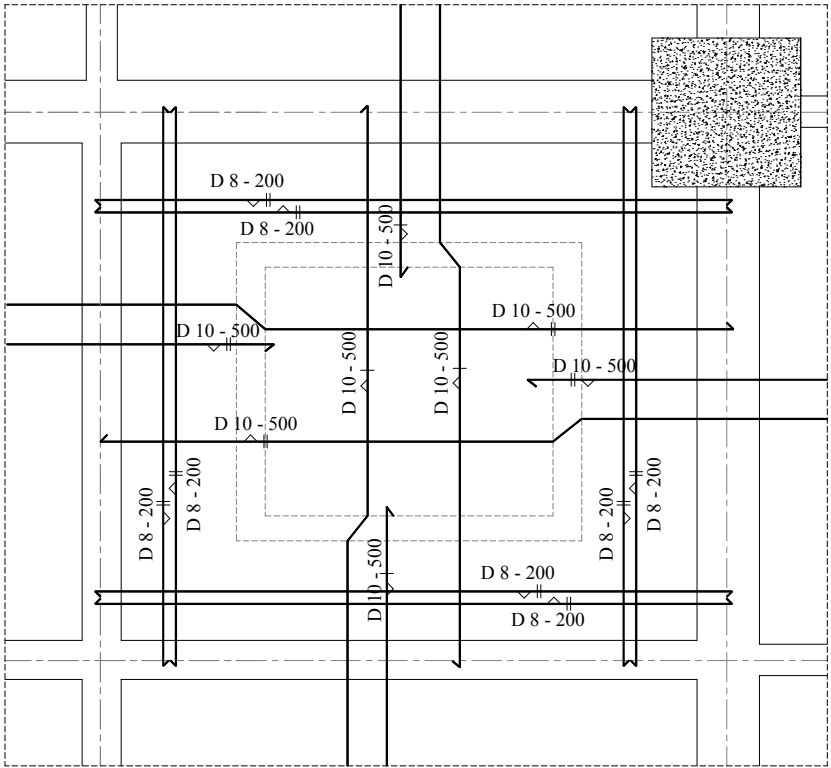
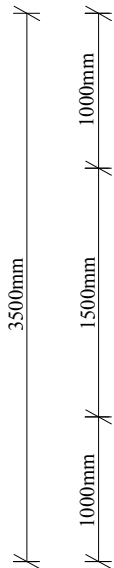
NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

19

51



DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE A

SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penulangan Pelat Tipe B

SKALA

1 : 50

KETERANGAN

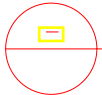
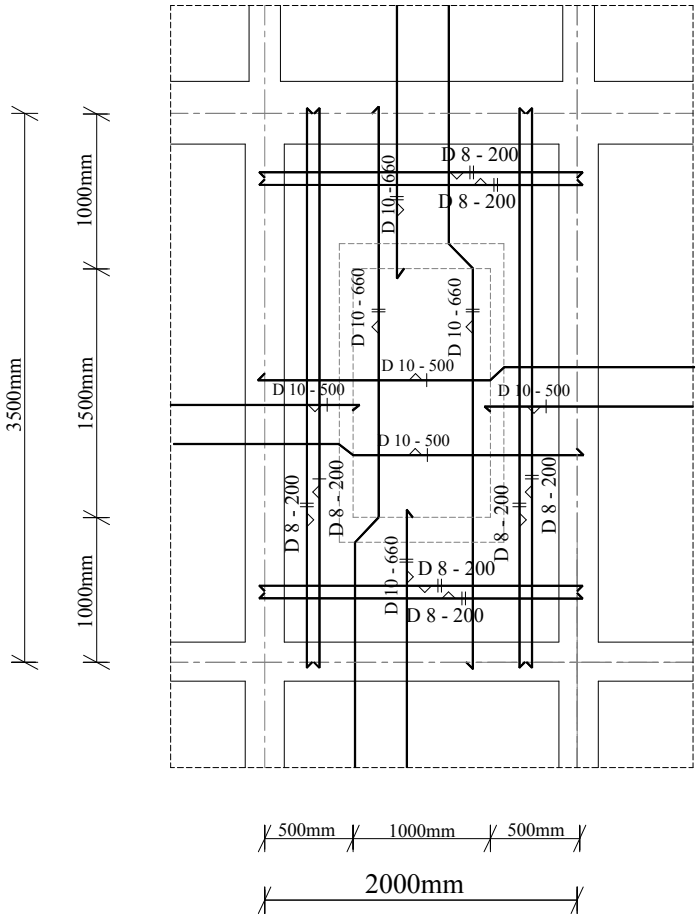
NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

20

JML. LEMBAR

51



DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE B

SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penulangan Pelat Tipe C

SKALA

1 : 50

KETERANGAN

NO. GAMBAR

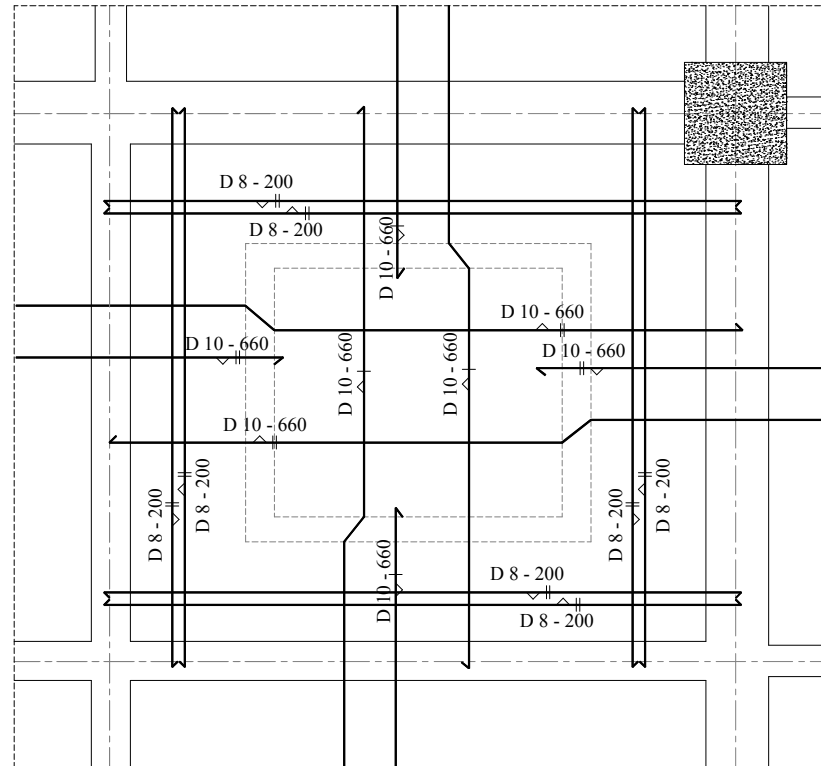
NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

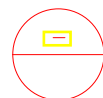
21

51

3500mm
1000mm
1500mm
1000mm



1100mm
1800mm
1100mm
4000mm



DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE C

SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penulangan Pelat Tipe D

SKALA

1 : 50

KETERANGAN

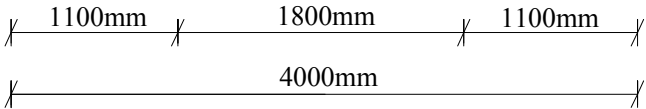
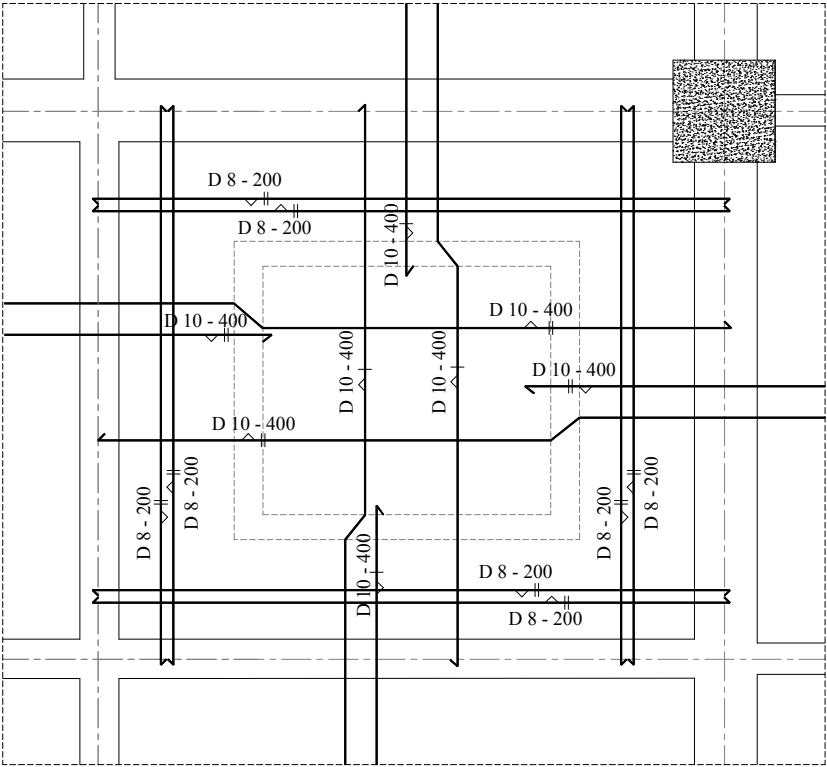
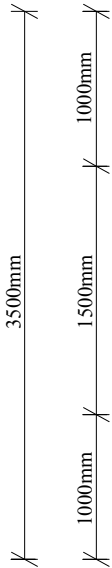
NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

22

51



DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE E

SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penulangan Pelat Tipe E

SKALA

1 : 20

KETERANGAN

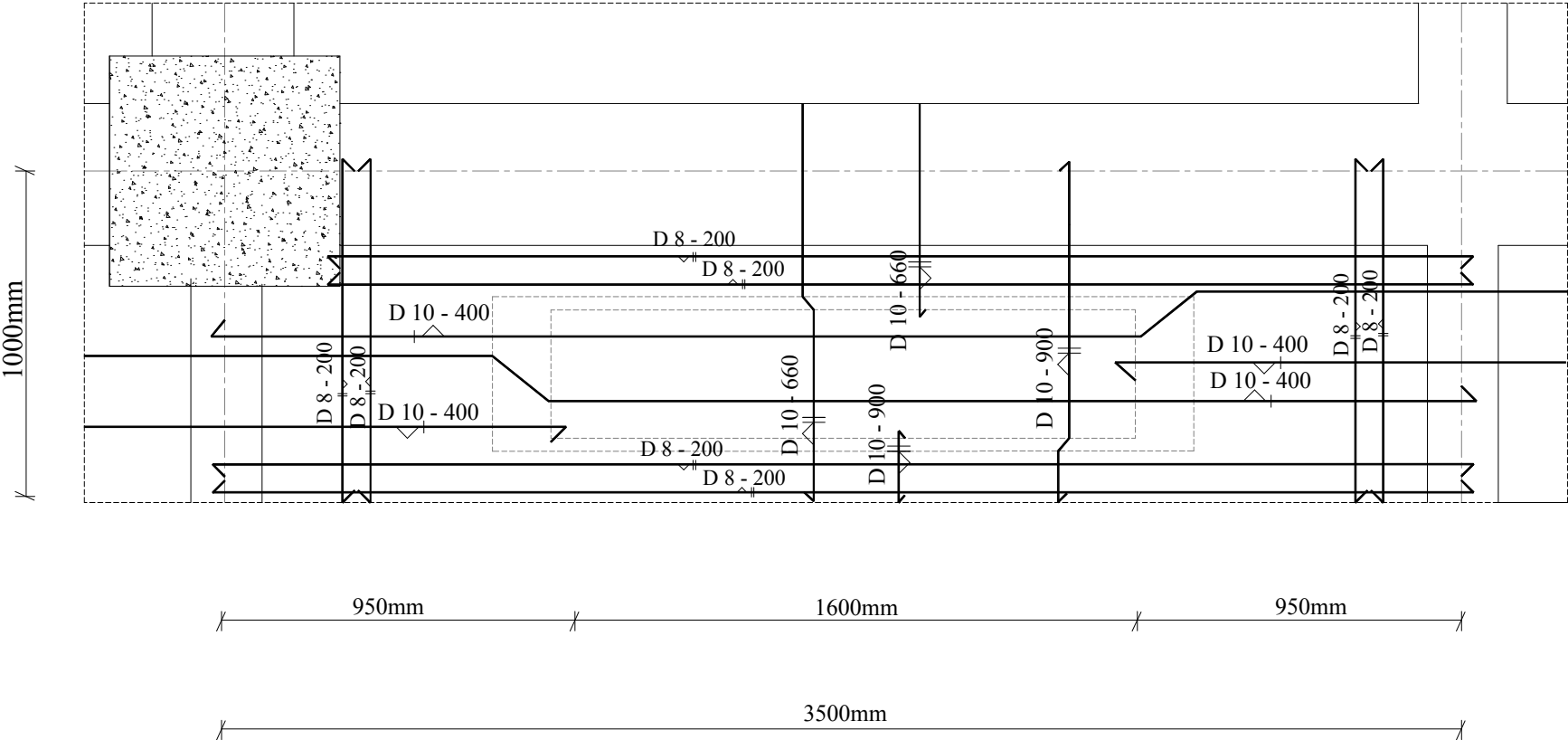
NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

23

51



DETAIL PENULANGAN PELAT TIPE D

SKALA 1 : 20



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penulangan Pelat Tangga

SKALA

1 : 20

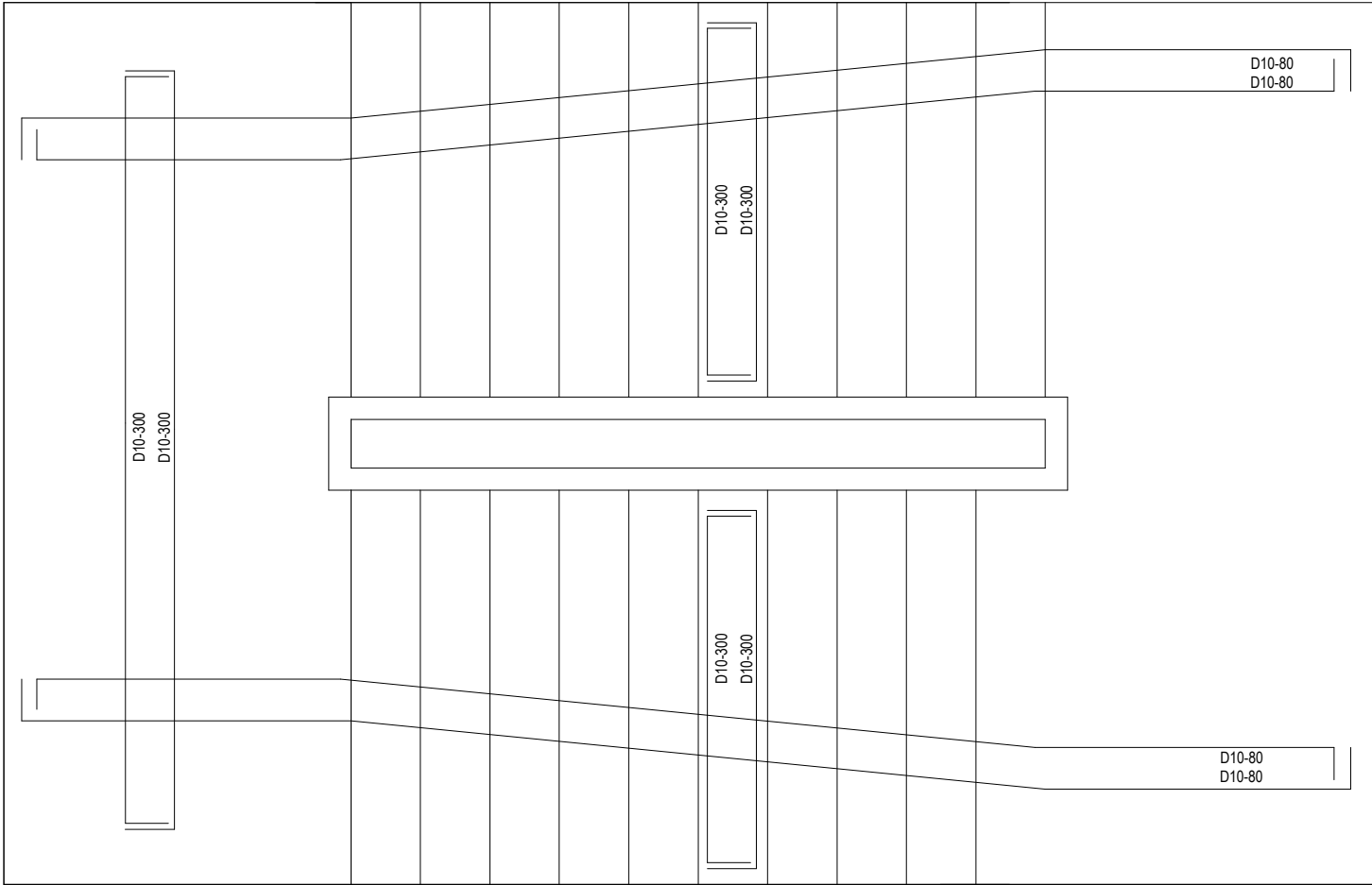
KETERANGAN

NO. GAMBAR

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

24

51





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

- Potongan Tangga
- Detail Penulangan Tangga

SKALA

1 : 20
1 : 10

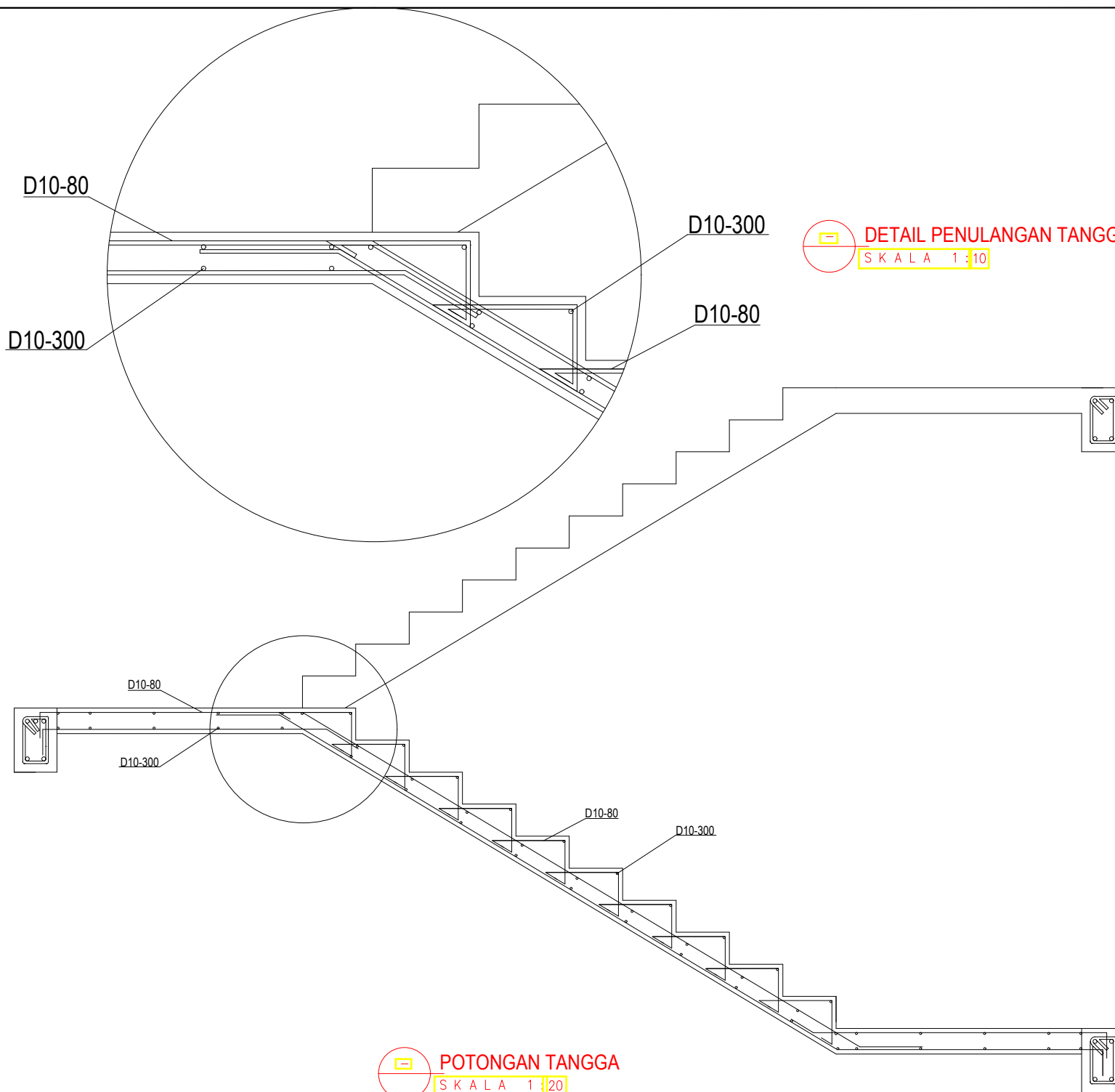
KETERANGAN

NO. GAMBAR

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

25

51



TABEL PENULANGAN BALOK INDUK



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Tabel Penulangan Balok Induk

SKALA

1 : 20

KETERANGAN

NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

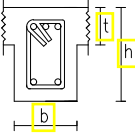
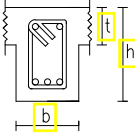
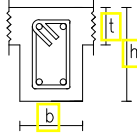
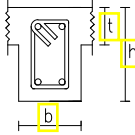
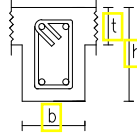
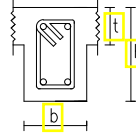

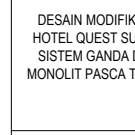
26

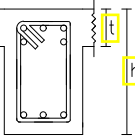
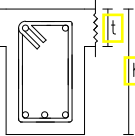
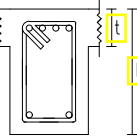
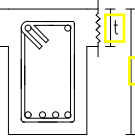
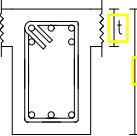
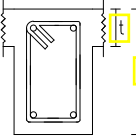

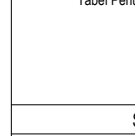
51

TYPE BALOK	BI-1			BI-1		
POSISI	TUMPUAN KANAN	LAPANGAN	TUMPUAN KIRI	TUMPUAN KANAN	LAPANGAN	TUMPUAN KIRI
PENAMPANG						
PANJANG BALOK	8000mm			7500mm		
UKURAN BALOK (b x h)	400mm X 600mm			400mm X 600mm		
TEBAL PELAT (t)	120mm			120mm		
TULANGAN ATAS	5D22	2D22	5D22	4D22	2D22	4D22
TULANGAN PUNTIR	2D25	2D25	2D25	2D13	2D13	2D13
TULANGAN BAWAH	4D22	3D22	4D22	3D22	3D22	3D22
SENGKANG	2D13-100	2D13-170	2D13-100	2D13-120	2D13-220	2D13-120

TYPE BALOK	BI-1			BI-1		
POSISI	TUMPUAN KANAN	LAPANGAN	TUMPUAN KIRI	TUMPUAN KANAN	LAPANGAN	TUMPUAN KIRI
PENAMPANG						
PANJANG BALOK	7000mm			6000mm		
UKURAN BALOK (b x h)	400mm X 600mm			300mm X 500mm		
TEBAL PELAT (t)	120mm			120mm		
TULANGAN ATAS	6D22	2D22	6D22	6D22	2D22	6D22
TULANGAN PUNTIR	2D19	2D19	2D19	2D16	2D16	2D16
TULANGAN BAWAH	4D22	3D22	4D22	4D22	3D22	4D22
SENGKANG	2D13-120	2D13-190	2D13-120	2D13-130	2D13-200	2D13-130

TABEL PENULANGAN BALOK ANAK

POSISI	TYPE	BALOK		BA1		BA1		BA1	
		TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
PENAMPANG									
	PANJANG BALOK	6000mm		3500mm		3000mm			
	UKURAN BALOK (b x h)	200mm X 300mm		200mm X 300mm		200mm X 300mm			
	TEBAL PELAT (t)	120mm		120mm		120mm			
	TULANGAN ATAS	3D19	2D19	2D19	2D19	2D19	2D19	2D19	2D19
	TULANGAN BAWAH	2D19	3D19	2D19	2D19	2D19	2D19	2D19	2D19
	SENGKANG	2D12-110	2D12-110	2D12-115	2D12-115	2D12-115	2D12-115	2D12-115	2D12-115

POSISI	TYPE	BALOK		BA2		BA2		BA2	
		TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
PENAMPANG									
	PANJANG BALOK	8000mm		7500mm		7000mm			
	UKURAN BALOK (b x h)	250mm X 400mm		250mm X 400mm		250mm X 400mm			
	TEBAL PELAT (t)	120mm		120mm		120mm			
	TULANGAN ATAS	5D19	2D19	4D19	2D19	5D19	2D19	5D19	2D19
	TULANGAN BAWAH	3D19	3D19	2D19	4D19	3D19	2D19	3D19	2D19
	SENGKANG	2D12-150	2D12-150	2D12-150	2D12-150	2D12-150	2D12-150	2D12-150	2D12-150



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Tabel Penulangan Balok Anak

SKALA

1 : 20

KETERANGAN

NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

27

51



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Tabel Penulangan Balok Bordes
Tabel Penulangan Balok Lift

SKALA

1 : 20

KETERANGAN

NO. GAMBAR

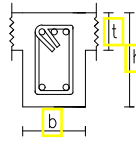
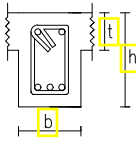
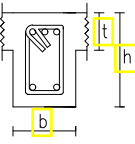
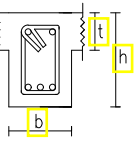
NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

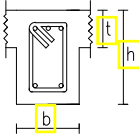
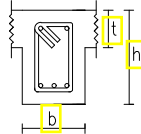
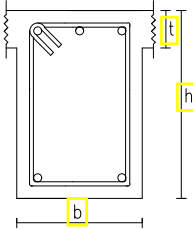
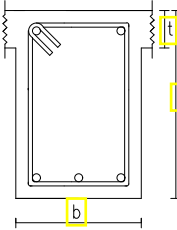
28

51

TABEL PENULANGAN BALOK BORDES

POSISI	TYPE	BALOK	B. BORDES 1		B. BORDES 2	
			TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
PENAMPANG						
PANJANG BALOK			3500mm		3000mm	
UKURAN BALOK (b x h)			200mm X 300mm		200mm X 300mm	
TEBAL PELAT (t)			120mm		120mm	
TULANGAN ATAS			3D19	2D19	3D19	2D19
TULANGAN BAWAH			2D19	3D19	2D19	3D19
SENGKANG			2D12-110	2D12-110	2D12-110	2D12-110

TABEL PENULANGAN BALOK LIFT

POSISI	TYPE BALOK	B. LIFT 1		B. LIFT 2	
		TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
PENAMPANG					
PANJANG BALOK		3000mm		7500mm	
UKURAN BALOK (b x h)		200mm X 300mm		400mm X 600mm	
TEBAL PELAT (t)		120mm		120mm	
TULANGAN ATAS		3D13	2D13	3D25	2D25
TULANGAN BAWAH		2D13	3D13	2D25	3D25
SENGKANG		2D12-120	2D12-120	D12-250	D12-250

TABEL PENULANGAN KOLOM

POSISI	TYPE KOLOM	K1		K1	
		SENDI PLASTIS	DILUAR SENDI PLASTIS	SENDI PLASTIS	DILUAR SENDI PLASTIS
PENAMPANG					
PANJANG KOLOM		4000mm		3000mm	
UKURAN KOLOM		950mm X 950mm		950mm X 950mm	
TULANGAN LONGITUDINAL		20D25	20D25	20D25	20D25
TULANGAN GESER		5D13-100	5D13-130	5D13-100	5D13-130

POSISI	TYPE KOLOM	K2		K3	
		SENDI PLASTIS	DILUAR SENDI PLASTIS	SENDI PLASTIS	DILUAR SENDI PLASTIS
PENAMPANG					
	PANJANG KOLOM	3000mm		3000mm	
	UKURAN KOLOM	750mm X 750mm		650mm X 650mm	
TULANGAN LONGITUDINAL	12D25	12D25	12D25	12D25	
TULANGAN GESER	4D13-100	4D13-130	3D13-100	3D13-130	



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Tabel Penulangan Kolom

SKALA

1 : 50

KETERANGAN

NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

29

51



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Tabel Penulangan Balok Sloof
dan Balok Induk Eksterior

SKALA

1 : 20

KETERANGAN

NO. GAMBAR

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

30

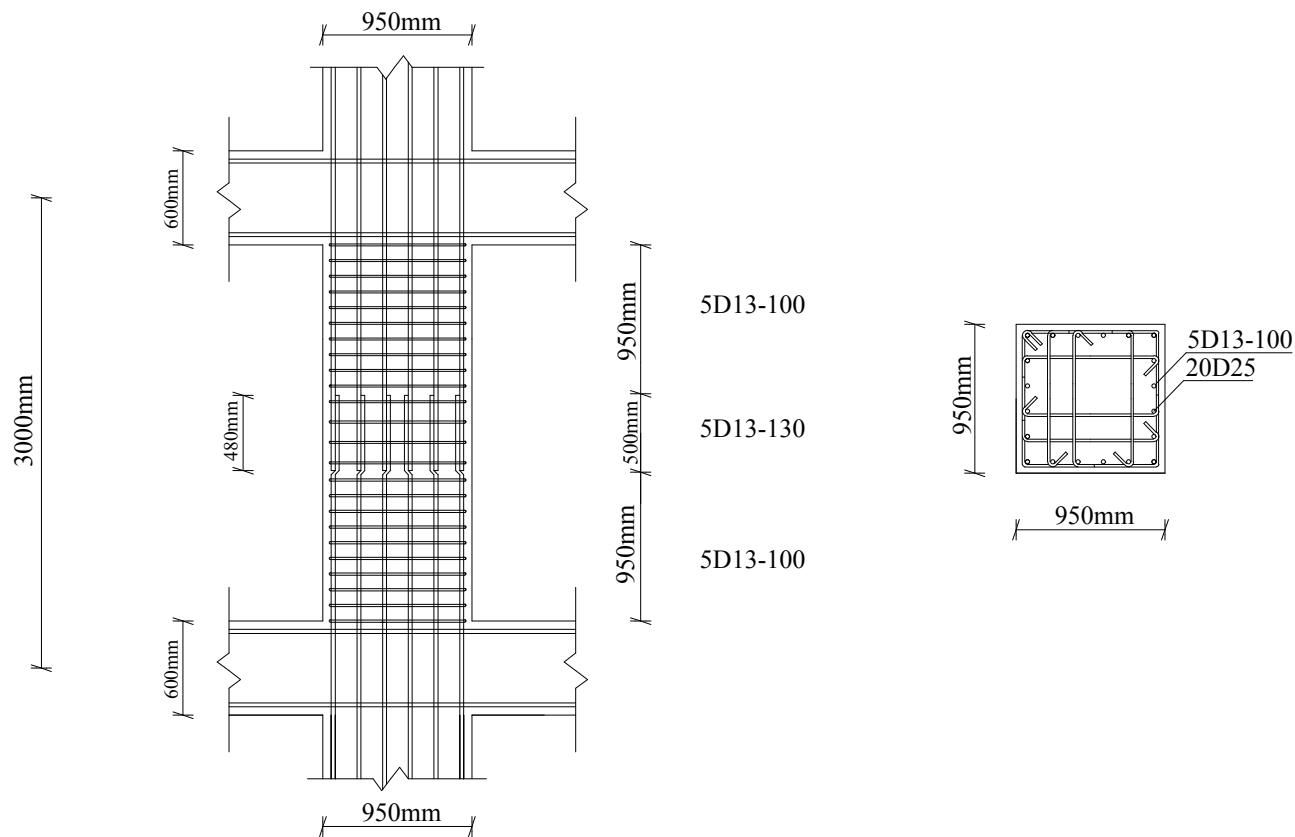
51

TABEL PENULANGAN BALOK SLOOF

POSISI	TYPE BALOK	S-1		S-2	
		TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
PENAMPANG					
	UKURAN BALOK (b x h)	400mm X 600mm		300mm X 500mm	
	TEBAL PELAT (t)	120mm		120mm	
	TULANGAN ATAS	2D19	2D19	2D19	2D19
	TULANGAN PUNTIR	2D13	2D13	2D13	2D13
	TULANGAN BAWAH	2D19	2D19	2D19	2D19
	SENGKANG	2D12-200	2D12-200	2D12-200	2D12-200

TABEL PENULANGAN BALOK INDUK EKSTERIOR

POSISI	TYPE BALOK	BI-1		
		TUMPUAN KANAN	LAPANGAN	TUMPUAN KIRI
PENAMPANG				
	PANJANG BALOK	7500mm		
	UKURAN BALOK (b x h)	400mm X 600mm		
	TEBAL PELAT (t)	120mm		
	TULANGAN ATAS	4D22	2D22	4D22
	TULANGAN PUNTIR	4D22	4D22	4D22
	TULANGAN BAWAH	3D22	3D22	3D22
	SENGKANG	2D13-95	2D13-150	2D13-95



DETAIL PENULANGAN KOLOM K1
SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FTSP-ITS
 SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
 HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
 SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
 MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
 ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
 NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
 NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
 NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penulangan Kolom K1

SKALA

1 : 50

KETERANGAN

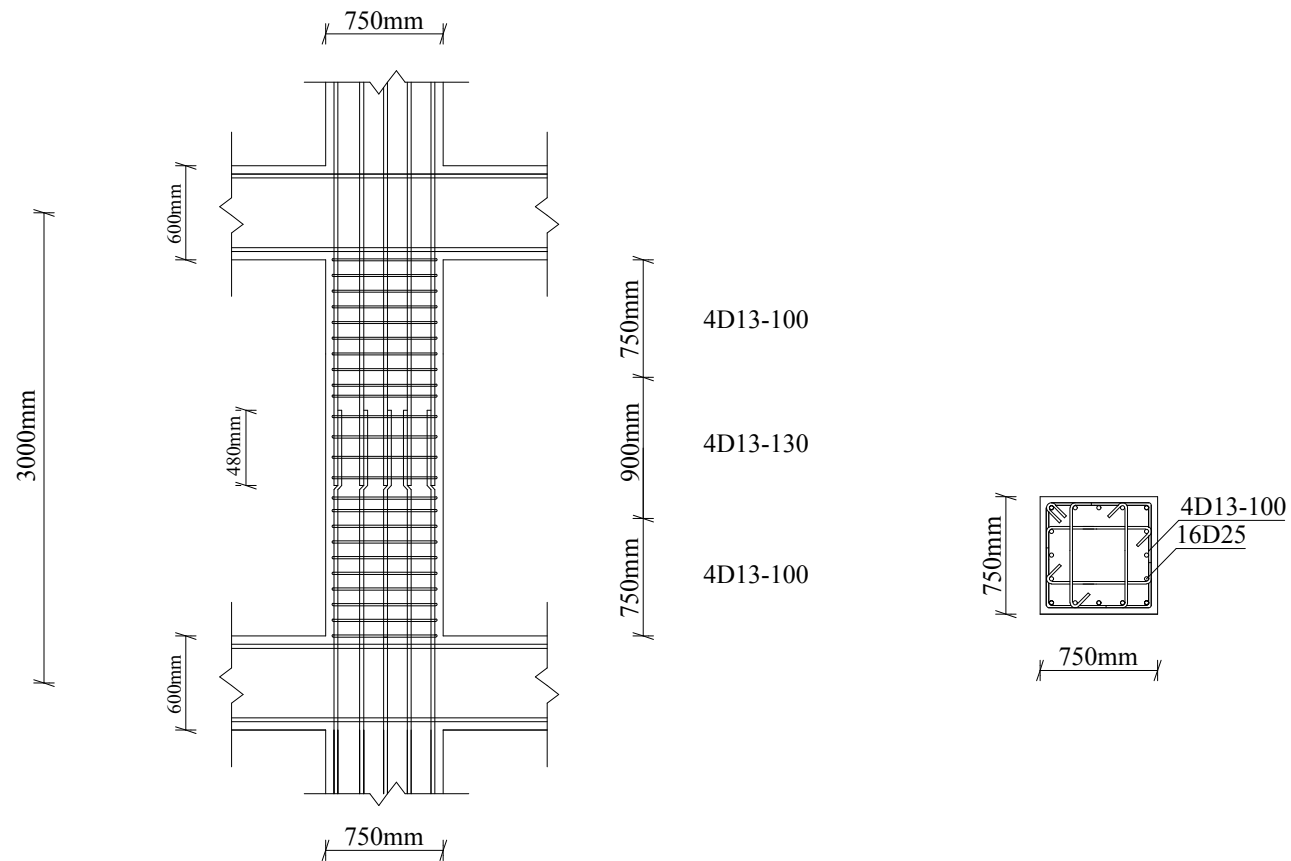
NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

31

51



DETAIL PENULANGAN KOLOM K2
SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FTSP-ITS
 SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
 HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
 SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
 MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
 ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
 NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
 NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
 NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penulangan Kolom K2

SKALA

1 : 50

KETERANGAN

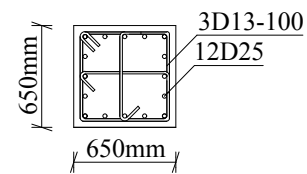
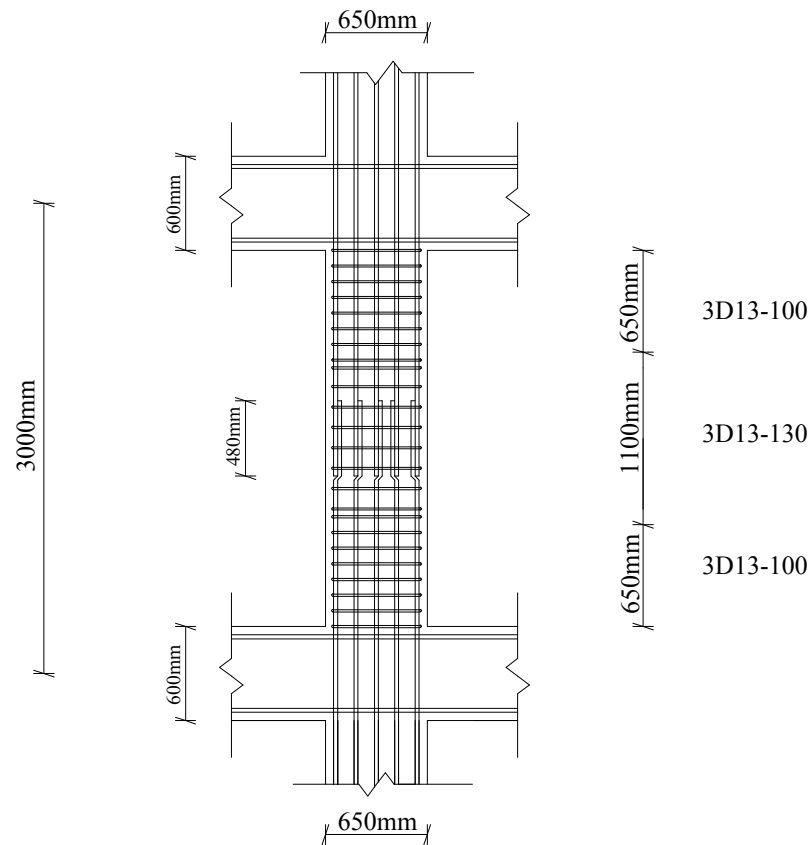
NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

32

51



DETAIL PENULANGAN KOLOM K3
SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penulangan Kolom K3

SKALA

1 : 50

KETERANGAN

NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

33

51



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penulangan Dinding Struktur Panel 1

SKALA

1 : 50

KETERANGAN

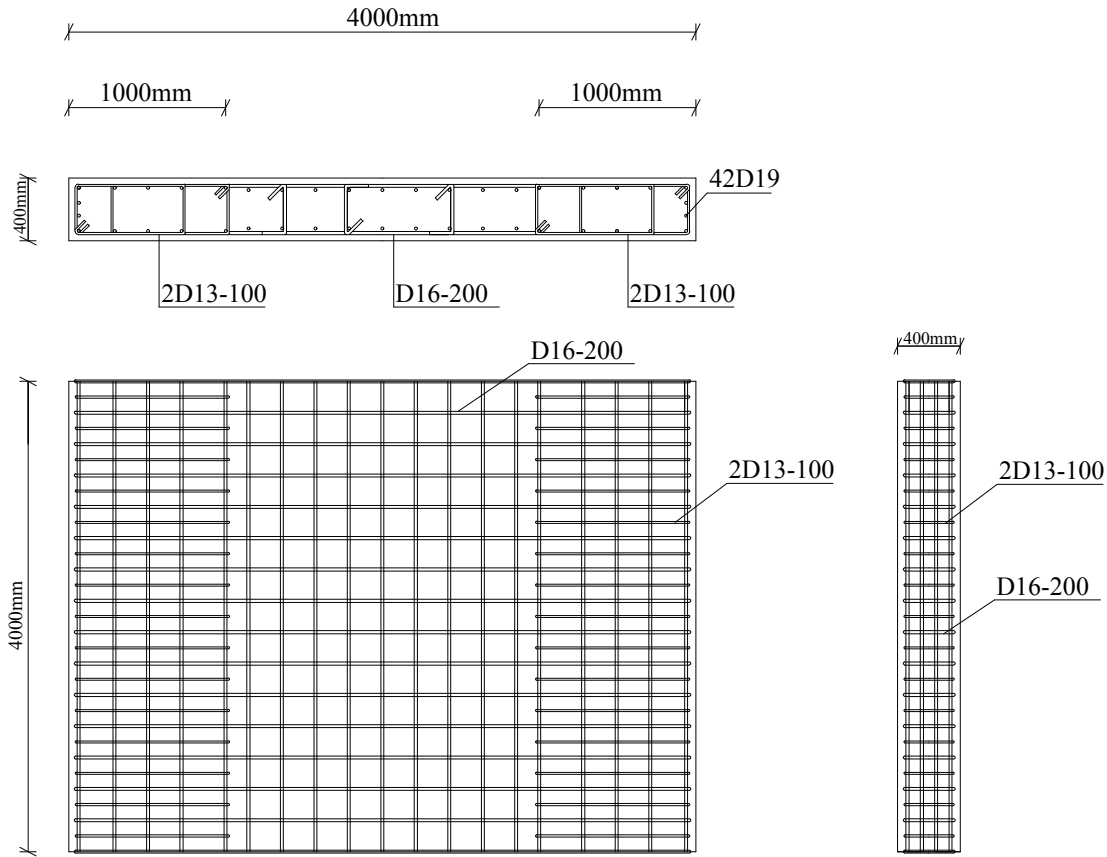
NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

34

51



DETAIL PENULANGAN DINDING STRUKTUR PANEL 1
SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penulangan Dinding Struktur Panel 2

SKALA

1 : 50

KETERANGAN

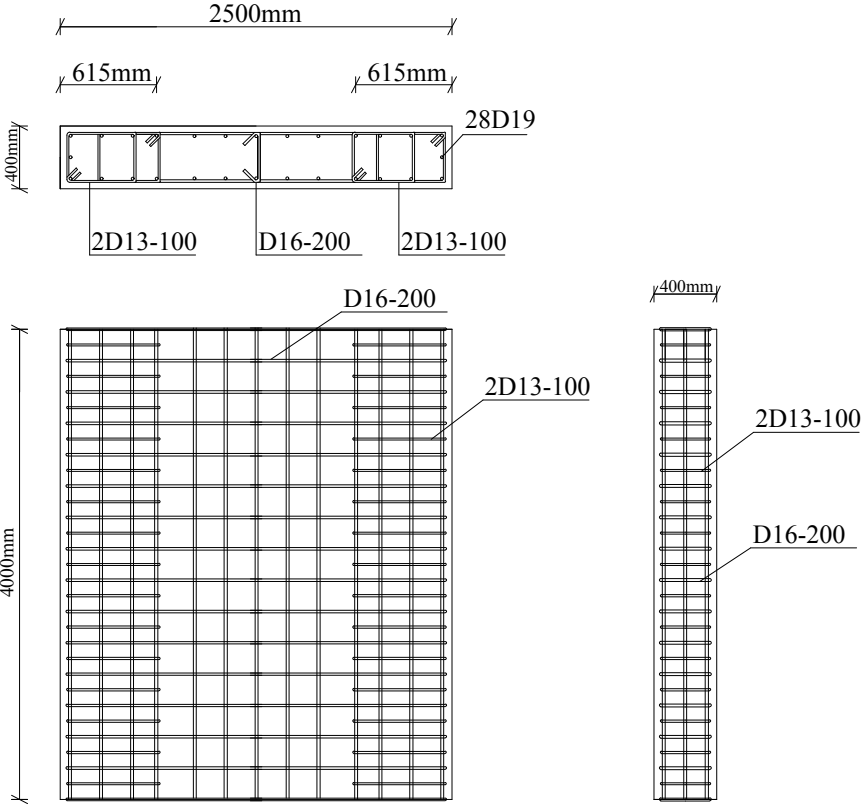
NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

35

51



DETAIL PENULANGAN DINDING STRUKTUR PANEL 2

SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penulangan Dinding Struktur Panel 3

SKALA

1 : 50

KETERANGAN

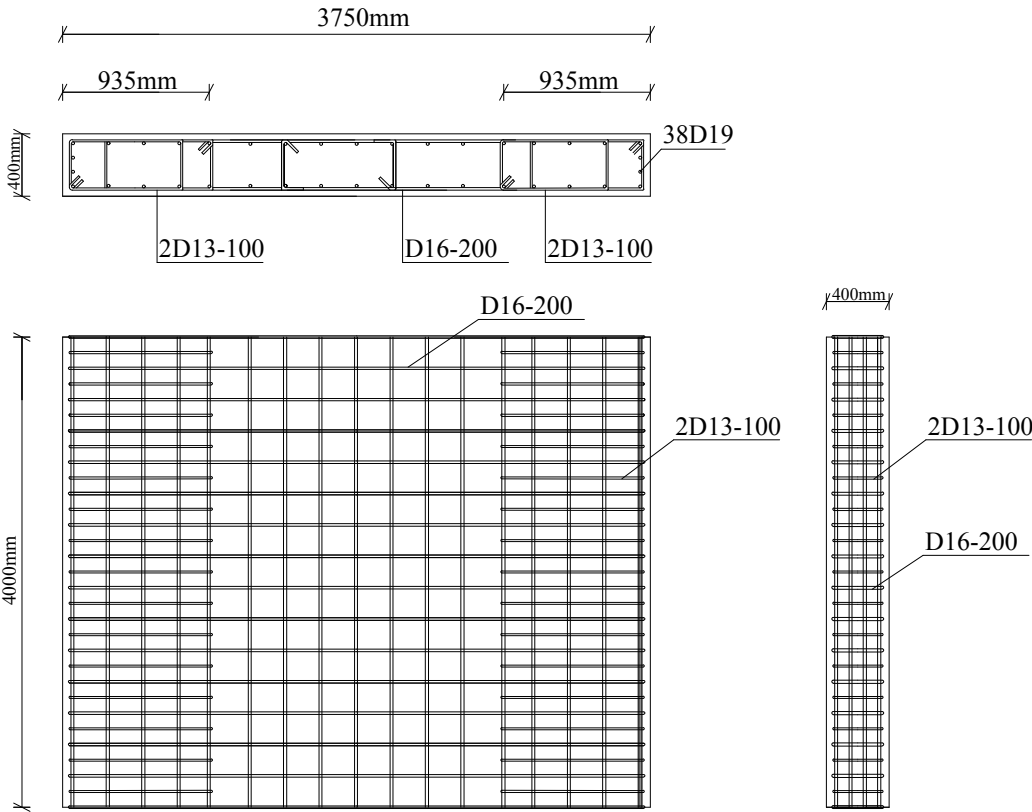
NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

36

51



DETAIL PENULANGAN DINDING STRUKTUR PANEL 3

SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penulangan Dinding Struktur Panel 4

SKALA

1 : 50

KETERANGAN

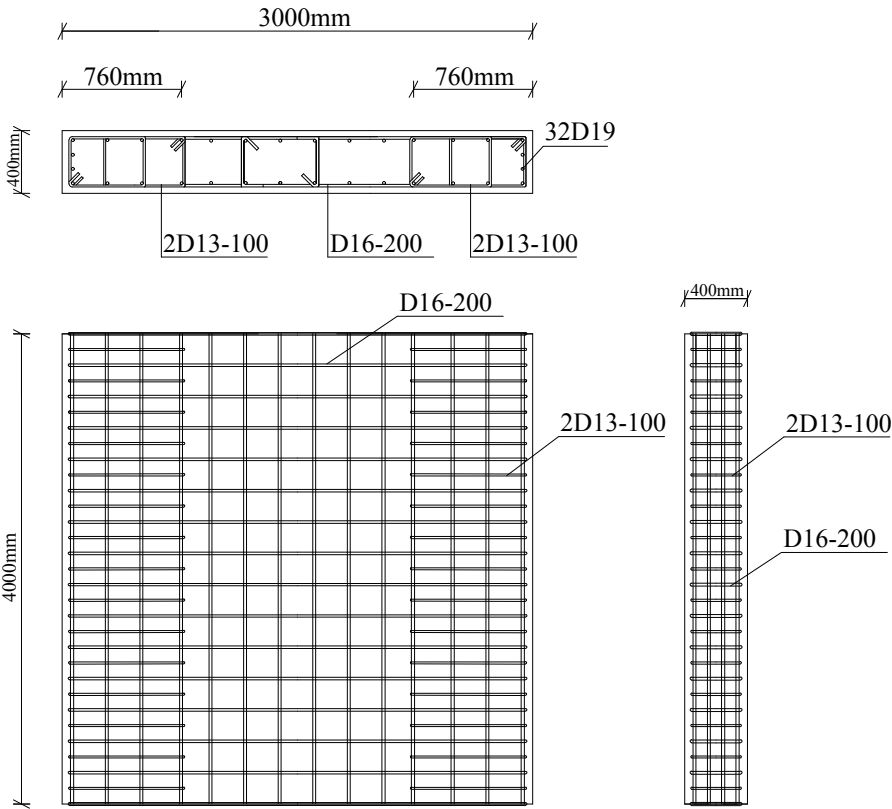
NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

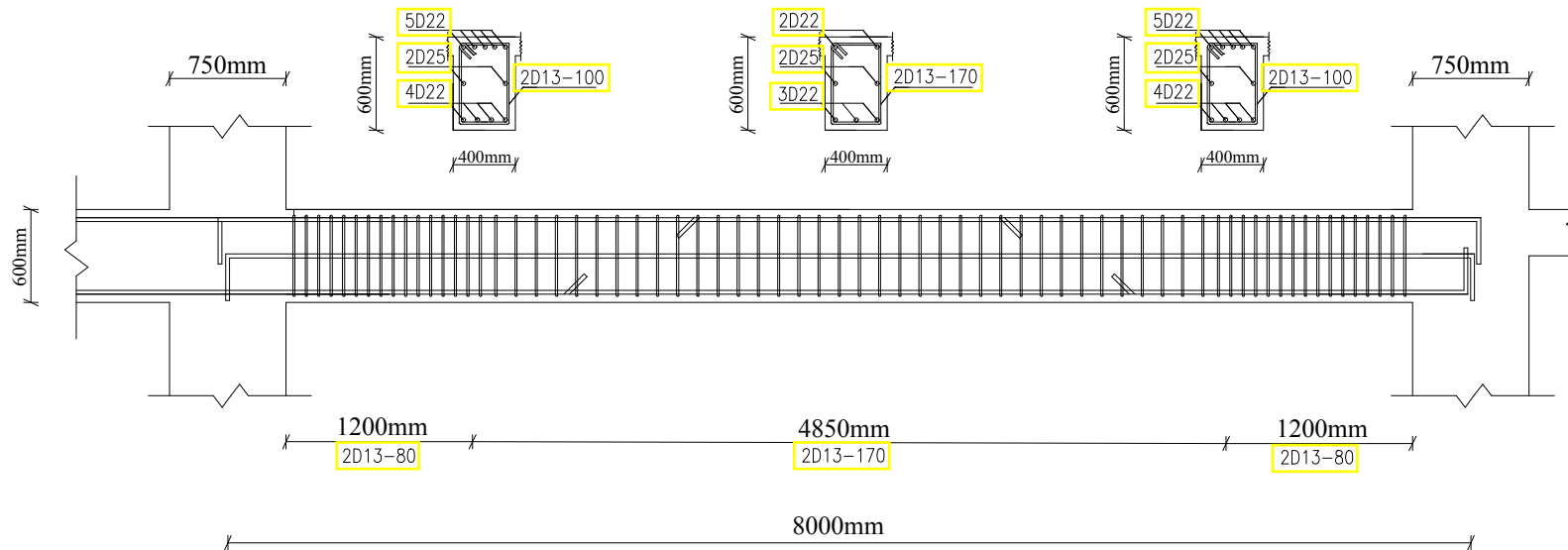
37

51



DETAIL PENULANGAN DINDING STRUKTUR PANEL 4

SKALA 1 : 50



DETAIL PENULANGAN BALOK BI-1 BENTANG 8M
SKALA 1:50

JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FTSP-ITS
 SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
 HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
 SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
 MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
 ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
 NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
 NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
 NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penulangan Balok BI-1 Bentang 8m

SKALA

1 : 50

KETERANGAN

NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

38

51



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penulangan Portal Kolom K2 dan
Balok BI-1 Bentang 8m

SKALA

1 : 50

KETERANGAN

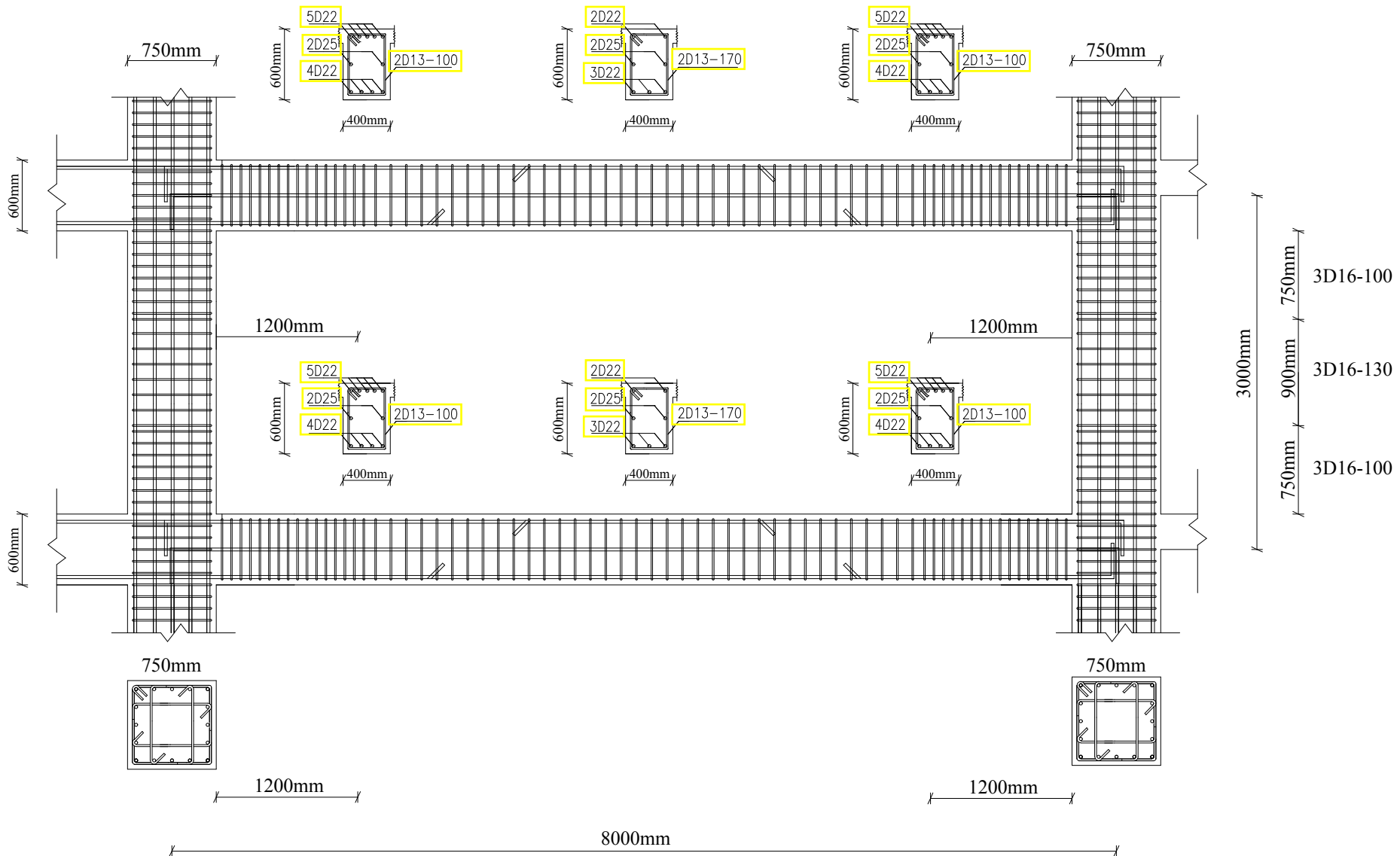
NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

39

JML. LEMBAR

51



DETAIL PENULANGAN PORTAL KOLOM K2 DAN BALOK BI-1 BENTANG 8M

SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penulangan HBK Interior dan Eksterior

SKALA

1 : 50

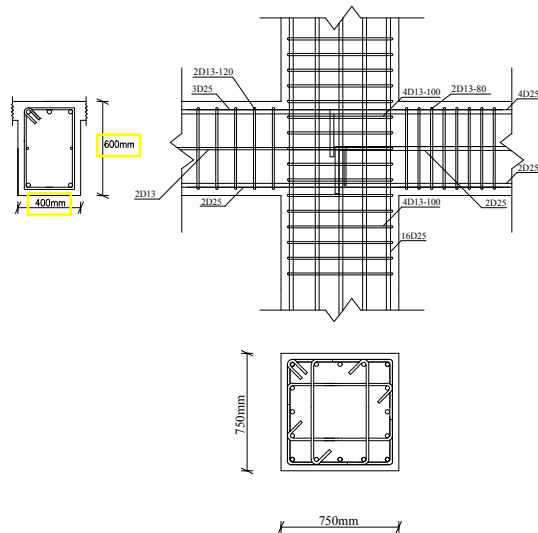
KETERANGAN

NO. GAMBAR

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

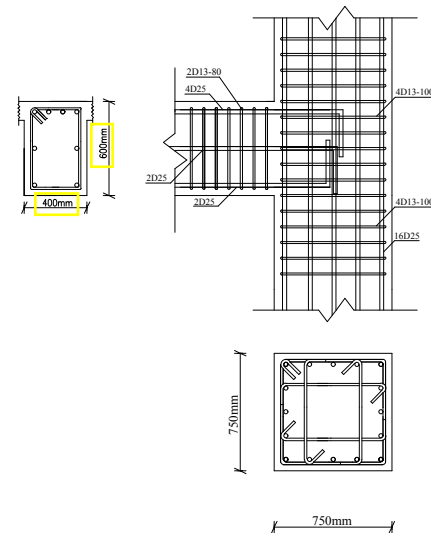
40

51



DETAIL PENULANGAN HBK INTERIOR

SKALA 1 : 50



DETAIL PENULANGAN HBK EKSTERIOR

SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Penulangan dan Letak Tendon
Balok Prategang Lantai 13

SKALA

1 :

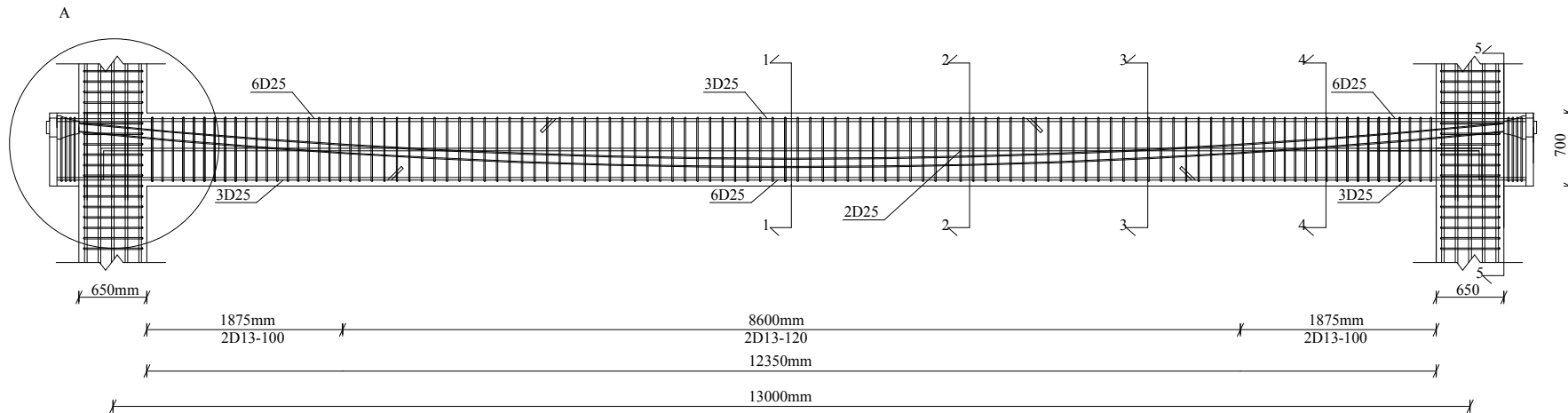
KETERANGAN

NO. GAMBAR

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

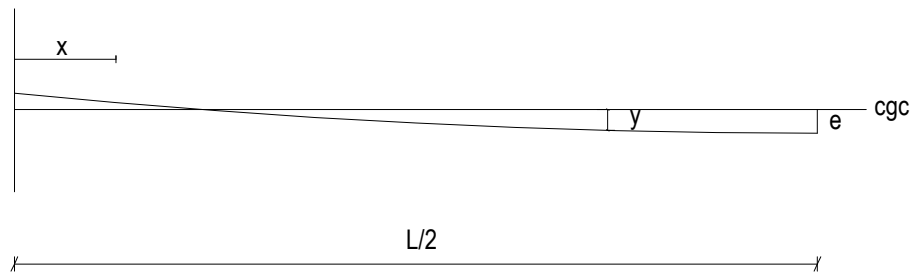
41

51



PENULANGAN BALOK PRATEGANG LANTAI 13

SKALA 1 :

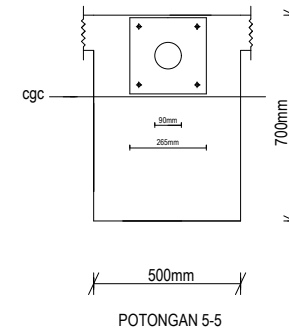


X	0	1706,25	3412,5	5118,75	6825
Y	140	8,8	-115	-179	-200



LETAK TENDON BALOK PRATEGANG LANTAI 13

SKALA 1 :



PENAMPANG KOLOM

51



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penampang Balok
Prategang Lantai 13

SKALA

1 : 10

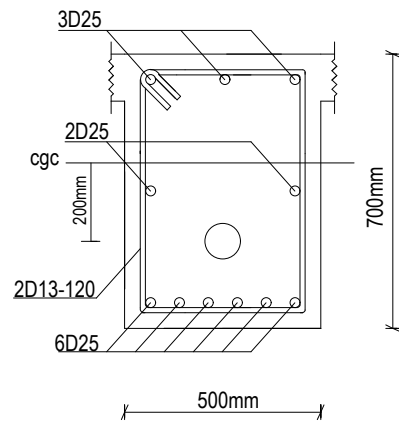
KETERANGAN

NO. GAMBAR

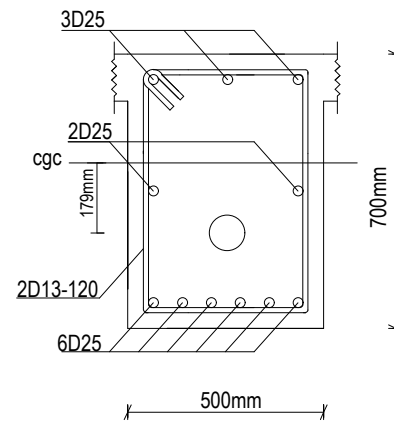
NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

43

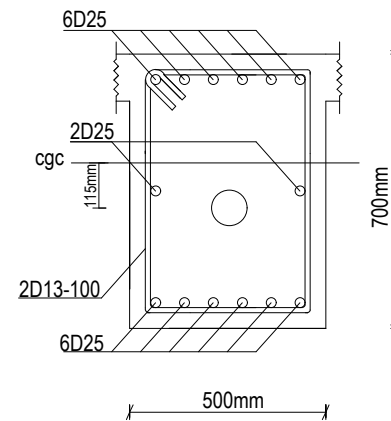
51



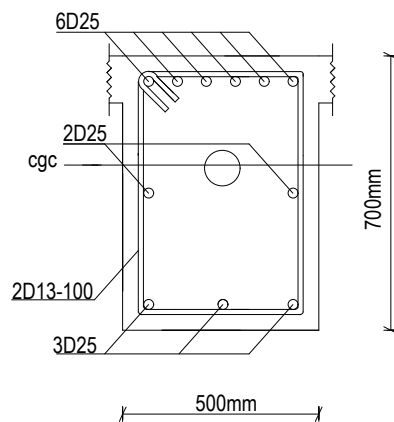
POTONGAN 1-1



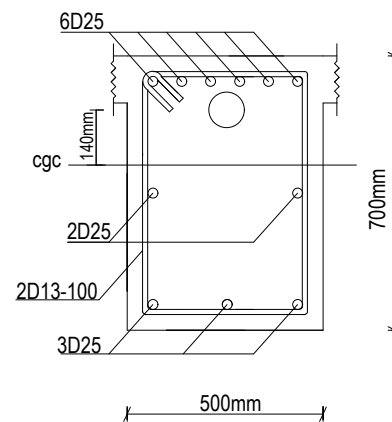
POTONGAN 2-2



POTONGAN 3-3



POTONGAN 4-4



POTONGAN 5-5



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Penulangan dan Letak Tendon
Balok Prategang LT Atap

SKALA

1 :

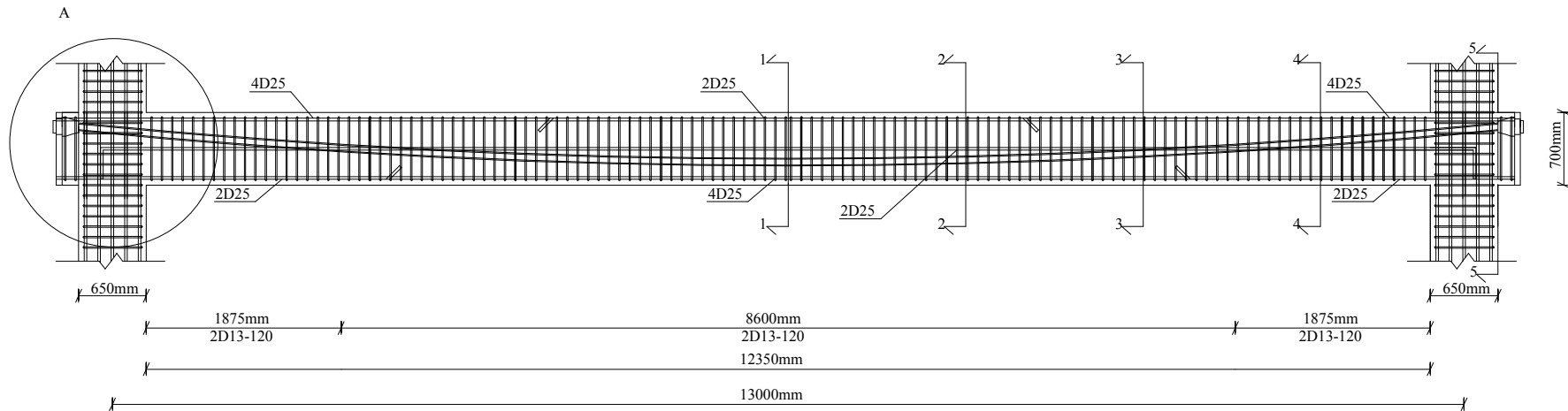
KETERANGAN

NO. GAMBAR

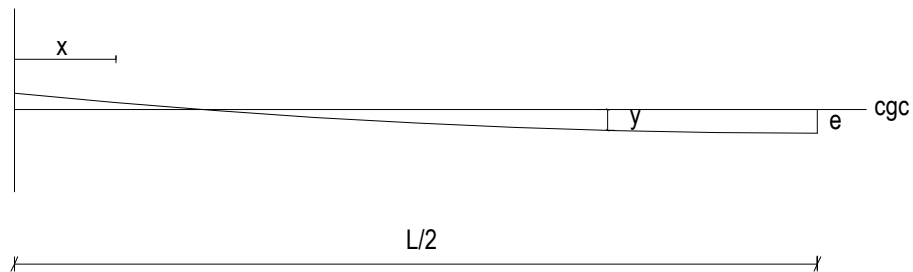
NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

44

51

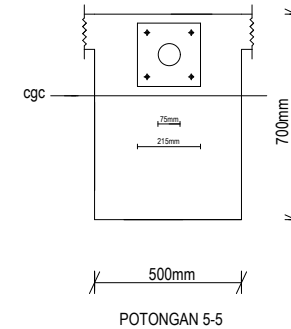
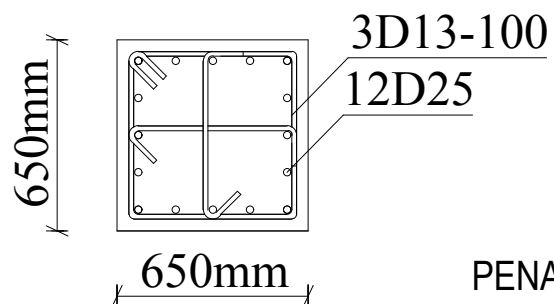
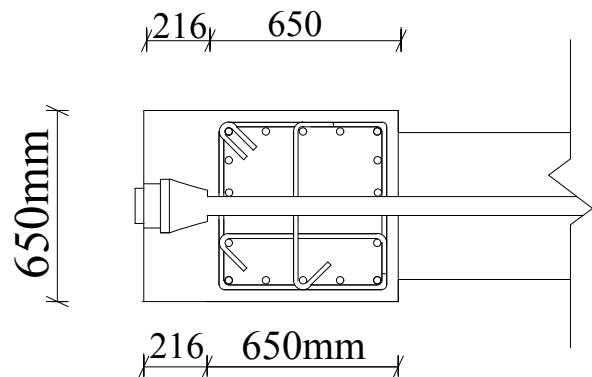
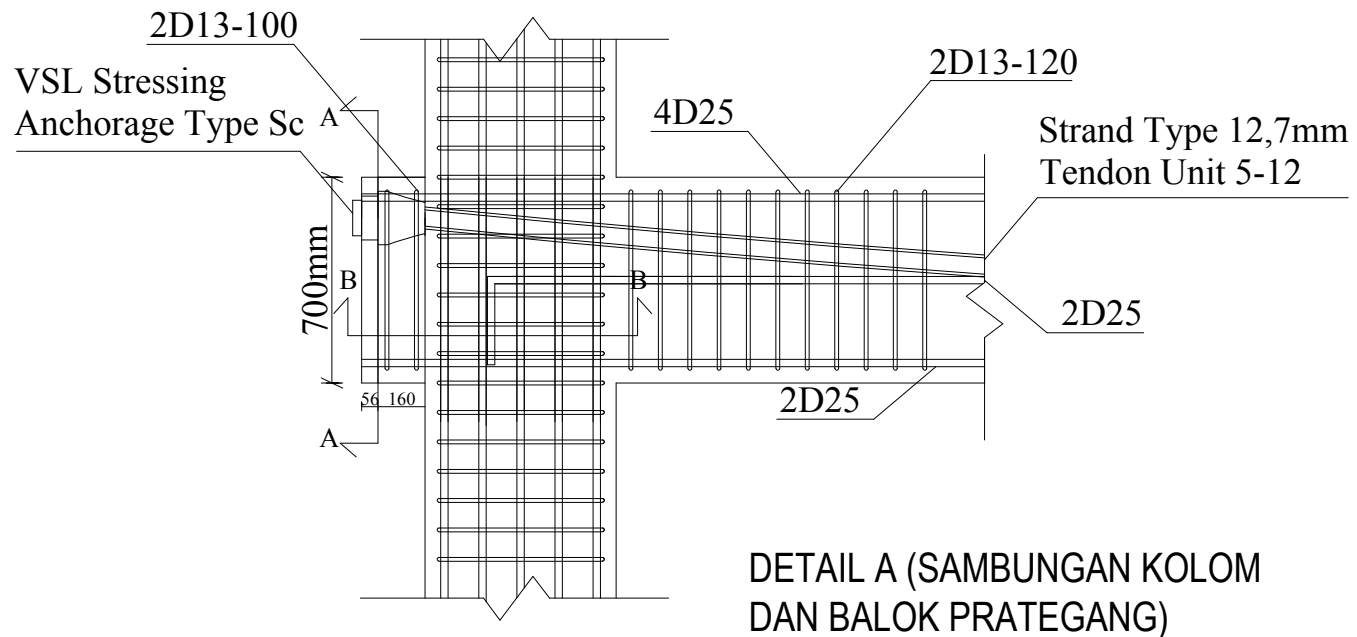


PENULANGAN BALOK PRATEGANG LT ATAP SKALA 1 :

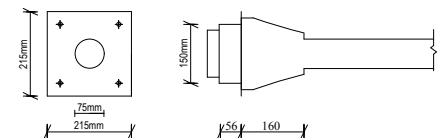


X	0	1706,25	3412,5	5118,75	6825
Y	140	8,8	-115	-179	-200

LETAK TENDON BALOK PRATEGANG LT ATAP SKALA 1 :



POTONGAN A-A PENAMPANG
BALOK PRATEGANG DI UJUNG



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penulangan Balok
Prategang LT Atap

SKALA

1 : 30 , 1 : 20

KETERANGAN

NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

45

51



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penampang Balok
Prategang LT Atap

SKALA

1 : 10

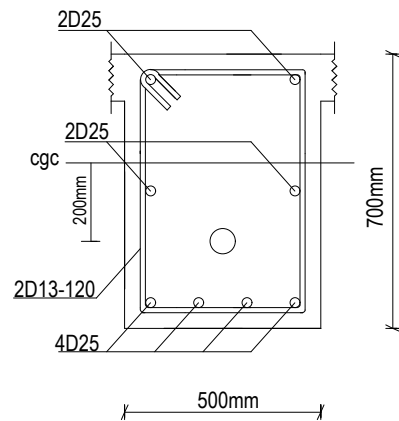
KETERANGAN

NO. GAMBAR

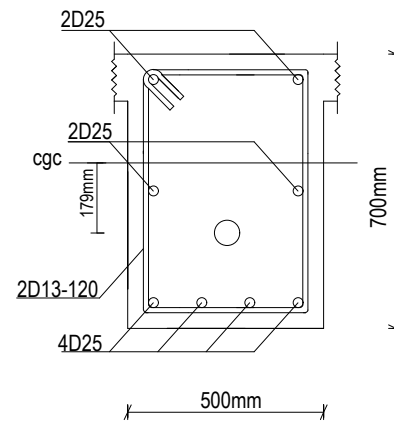
NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

46

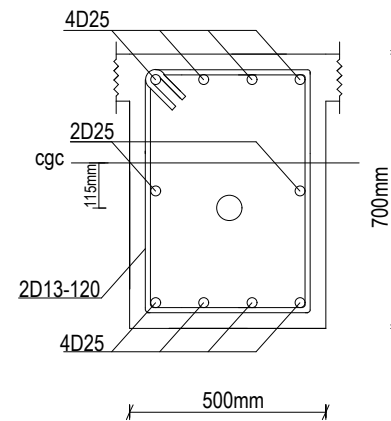
51



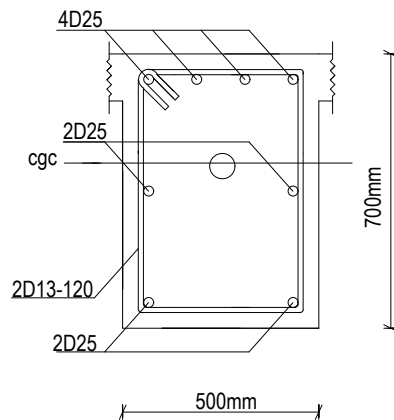
POTONGAN 1-1



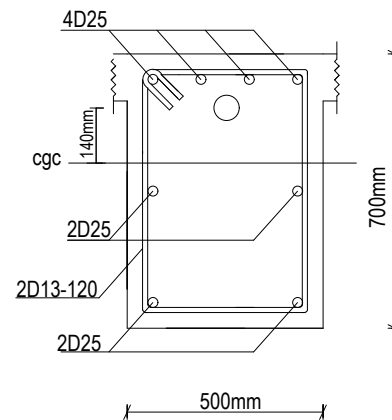
POTONGAN 2-2



POTONGAN 3-3



POTONGAN 4-4



POTONGAN 5-5



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penulangan Poer P1

SKALA

1 : 100

KETERANGAN

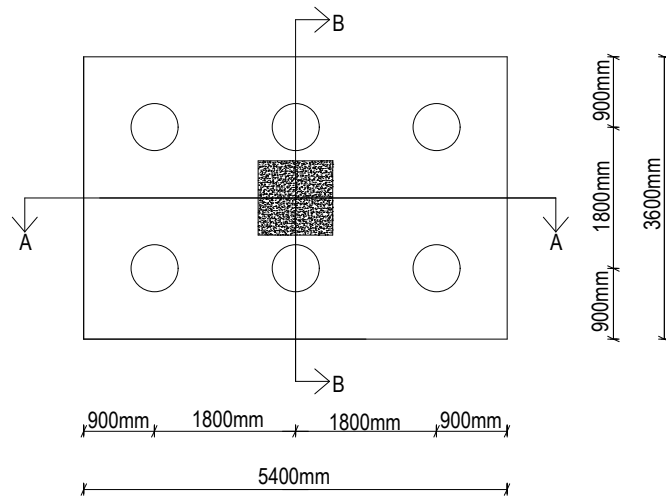
NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

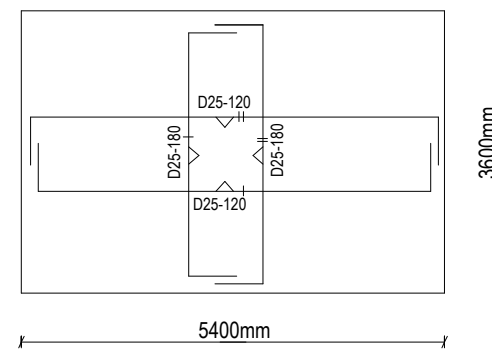
JML. LEMBAR

47

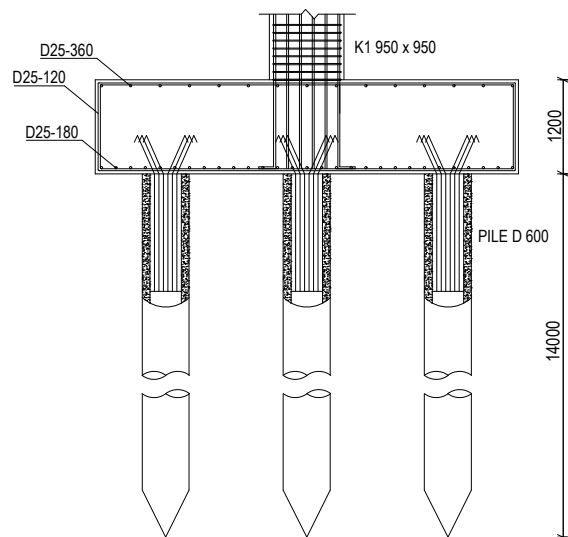
51



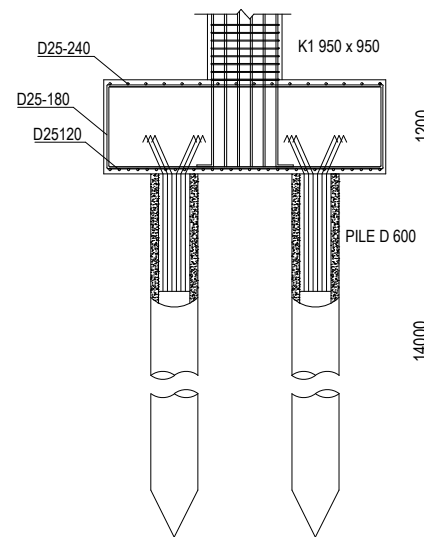
TAMPAK ATAS POER P1
SKALA 1 : 100



DETAIL PENULANGAN POER P1
SKALA 1 : 100



POTONGAN A-A POER P1
SKALA 1 : 100



POTONGAN B-B POER P1
SKALA 1 : 100



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penulangan Poer P2

SKALA

1 : 100

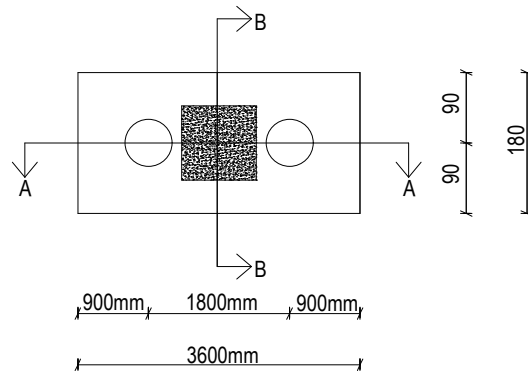
KETERANGAN

NO. GAMBAR

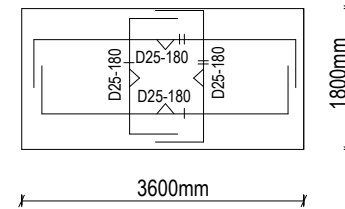
NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

48

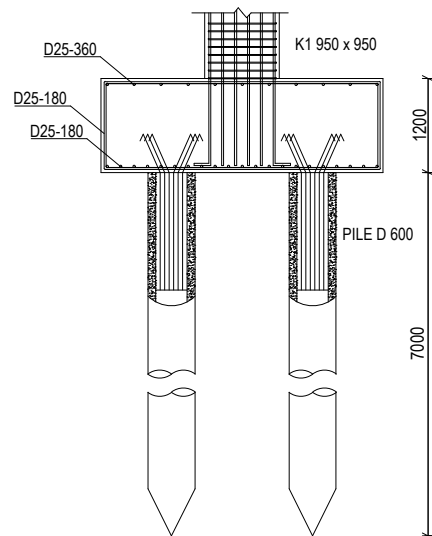
51



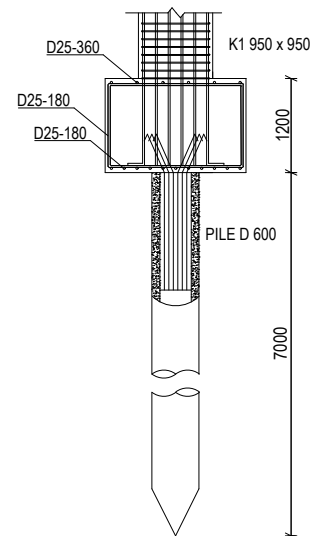
TAMPAK ATAS POER P2
SKALA 1 : 100



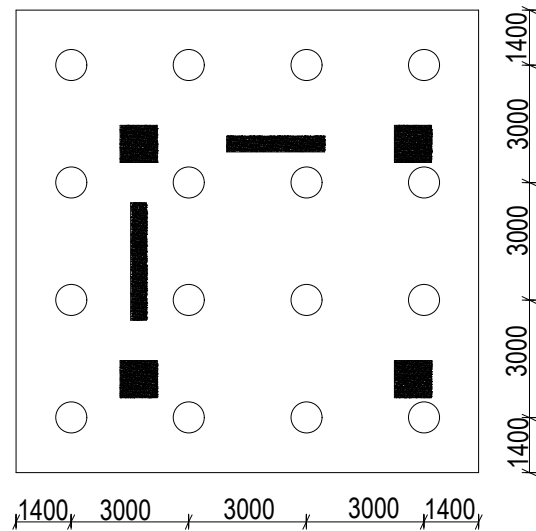
DETAIL PENULANGAN POER P2
SKALA 1 : 100



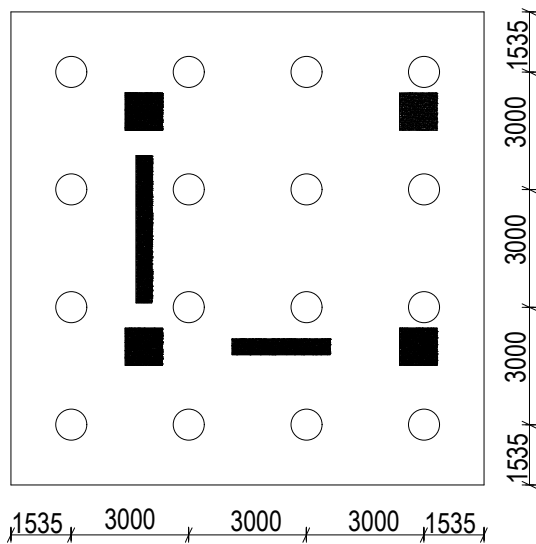
POTONGAN A-A POER P2
SKALA 1 : 100



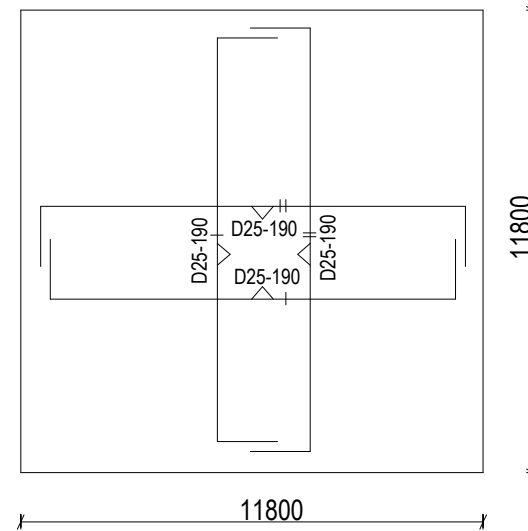
POTONGAN B-B POER P2
SKALA 1 : 100



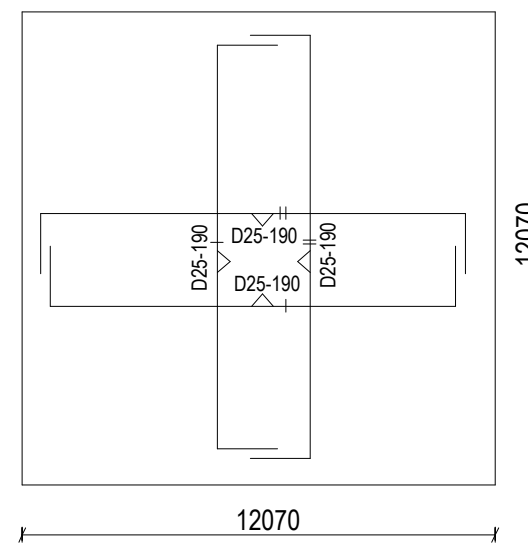
TAMPAK ATAS POER P4
SKALA 1 : 200



TAMPAK ATAS POER P3
SKALA 1 : 200



DETAIL PENULANGAN POER P4
SKALA 1 : 200



DETAIL PENULANGAN POER P3
SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Detail Penulangan Poer P3, P4

SKALA

1 : 200

KETERANGAN

NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

JML. LEMBAR

49

51





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL QUEST SURABAYA MENGGUNAKAN
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGANG
MONOLIT PASCA TARIK PADA LANTAI 13 DAN
ATAP

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
NIP. 195004031976031003

Prof. Tawio, ST., MT., PhD.
NIP. 197003271997021001

MAHASISWA

Oncat Gemuruh Leputra
NRP 3115 105 004

GAMBAR

Potongan A-A, B-B Poer P6

SKALA

1 : 100

KETERANGAN

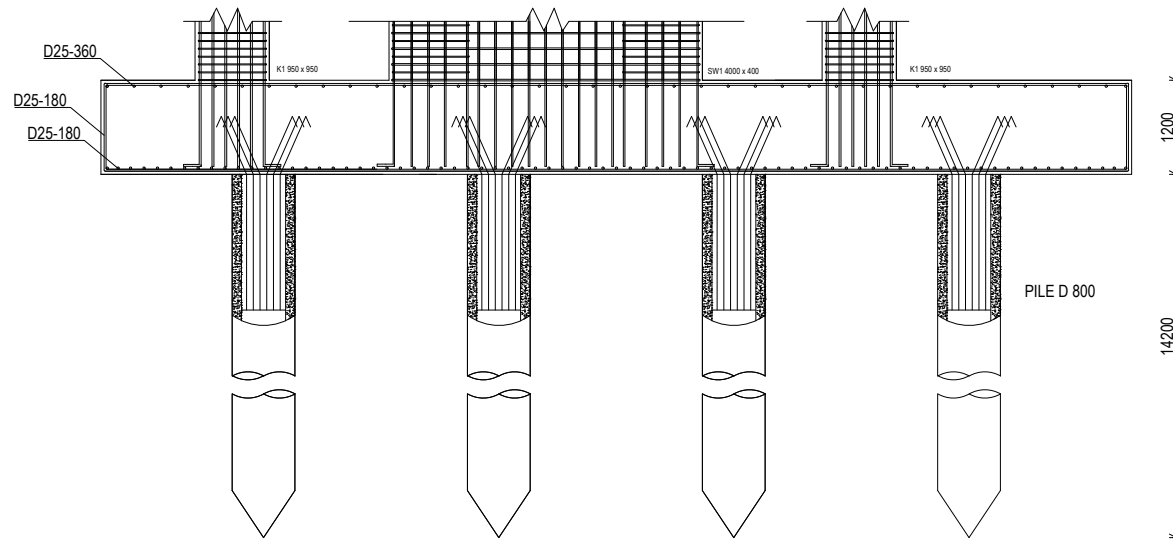
NO. GAMBAR

NO. LEMBAR

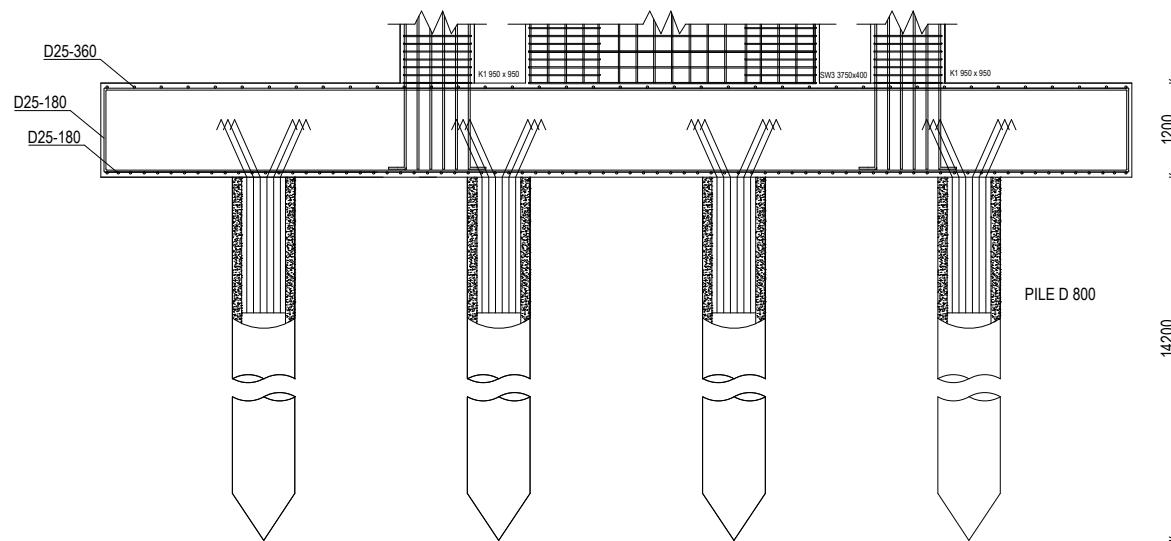
JML. LEMBAR

51

51



POTONGAN A-A POER P6
SKALA 1 : 100



POTONGAN B-B POER P6
SKALA 1 : 100

LAMPIRAN
DATA TANAH



GRAFIK SONDIR

PROYEK :
KLIEN : PT. BANK MEGA, JL. RAYA DARMO 95 A

TITIK : S-2

LOKASI : JL. KAPUAS

ELEVASI :

MASTER SONDIR

TANGGAL

Misran

31 JULI 2004

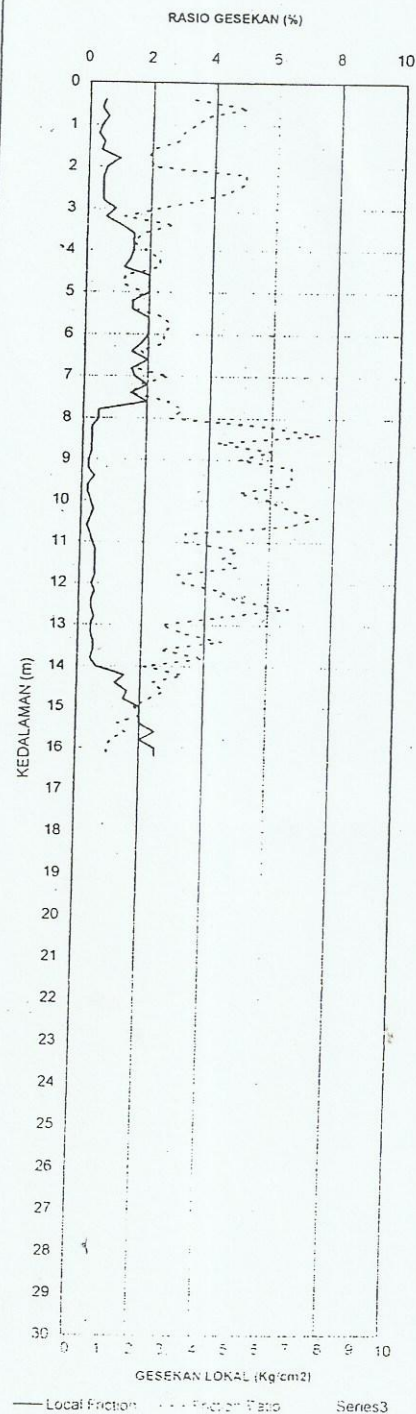
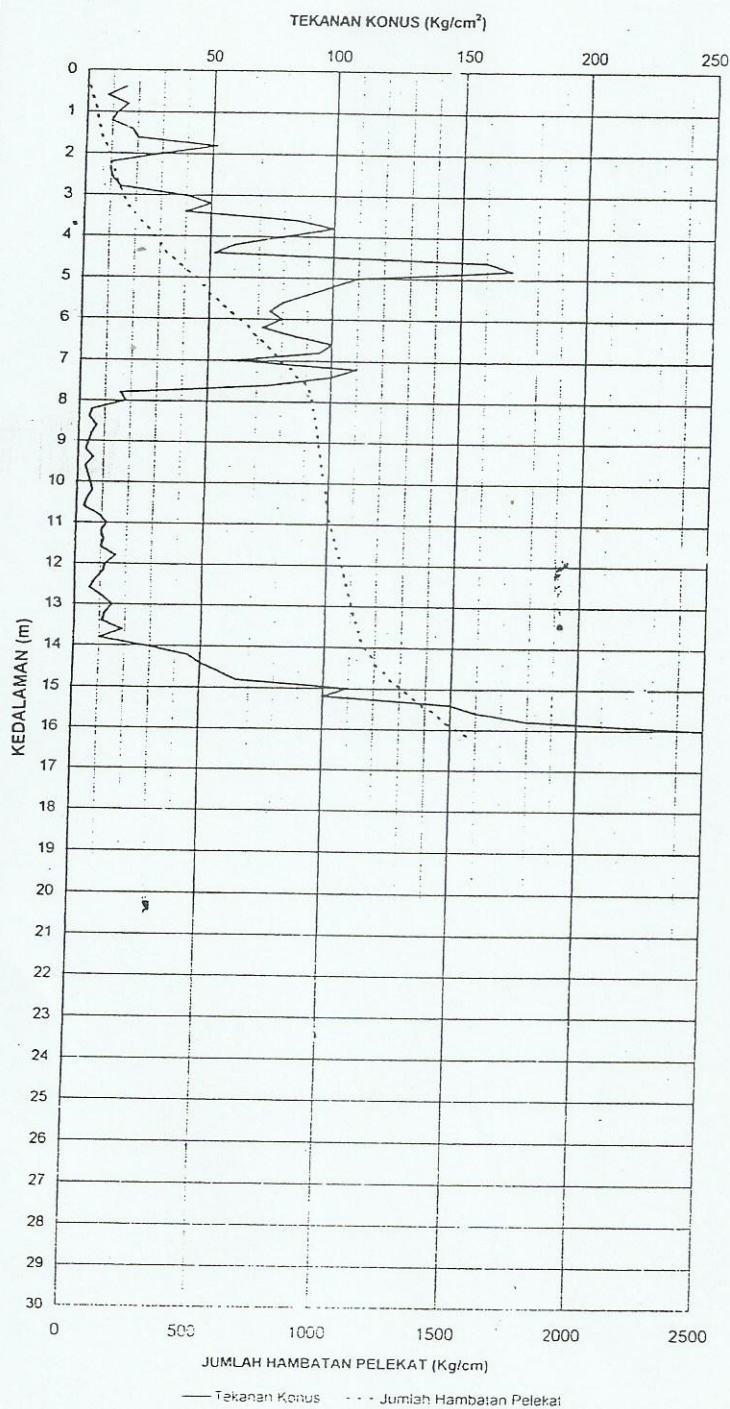


Table 1. SUMMARY OF LABORATORY SOIL TEST

Project Pemb. Gedung Bank Mega, Jl. Kapuas Sby.

Standard ASTM

Borehole No.		BH-2	BH-2	BH-2	BH-2		
Sample No.		UD-1	UD-2	UD-3	UD-4		
Sample Depth (m)	From :	-4.50	-9.50	-14.50	-19.50		
	To :	-5.00	-10.00	-15.00	-20.00		
Condition of Sample		Undisturbed	Undisturbed	Undisturbed	Undisturbed		
Specific Gravity (Gs)		2.712	2.699	2.628	2.716		
Natural void ratio (e)		0.814	1.620	1.139	1.216		
Degree of saturation, (Sr) %		100.0	100.0	100.0	100.0		
Wet density, (γ_t) gr/cc		1.944	1.648	1.761	1.774		
Natural water content, (Wc) %		30.0	60.0	43.3	44.8		
Dry density, (γ_d) gr/cc		1.495	1.030	1.229	1.226		
Saturated density, (γ_{sat}) gr/cc		1.944	1.648	1.761	1.774		
Atterberg Limit	Liquid limit, (LL) %	NP	70.12	72.15	NP		
	Plastic limit, (PL) %	NP	32.14	33.70	NP		
	Plastic Index, (PI) %	NP	37.98	38.45	NP		
Grain Size Distribution	Gravel, %	1.87	0.23	0	8.75		
	Sand, %	73.72	6.28	7.02	58.35		
	Silt, %	18.73	25.11	17.24	25.25		
	Clay, %	5.68	68.38	75.74	7.65		
	Max. diameter, mm	-	-	-	-		
	Diam. at 60%, mm	-	-	-	-		
	Diam. at 10%, mm	-	-	-	-		
	Visual soil description	Pasir berlanau	Lempung	Lempung	Pasir berlanau berkerikil		
ASTM soil classification		SW	CH	CH	SP		
Unconfined Compression Test	Peak Deviator Stress, q_u , kg/cm ²	*	*	2.75	*		
	Undisturbed Cohesion, C_u , kg/cm ²	*	*	1.375	*		
	Modulus Elasticity, E_{50} , kg/cm ²	*	*	*	*		
	Strain at failure, %	*	*	*	*		
Triaxial Compression Test	Friction Angle, degree	*	*	*	*		
	Cohesion Intercept, kg/cm ²	*	*	*	*		
	Drainage condition	*	*	*	*		
Direct Shear Test	Friction Angle, degree	35.03	*	*	45.09		
	Cohesion Intercept, kg/cm ²	0	*	*	0		
Lab. Vane Shear Test	Shear Undrained, S_u , KPa	*	5	*	*		
	Shear Undrained, S_u , kg/cm ²	*	0.05	*	*		
Consolidation Test	Preconsolidation Pressure, kg/cm ²						
	Compression Index, C_c (Lab.)						
Chemical Test	pH value	*	*	*	*		
	Total Sulphate content, %	*	*	*	*		
	Chloride content, %	*	*	*	*		
Remarks :							
* : Not tested or sample not enough							



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN

JURUS. TEKNIK SIPIL FTSP-ITS

Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya 60111, telp. 031 5994251 – 55, Psw. 1140,

Telp./Fax: 031 592 8601, e-mail itslabsoil@telkom.net

DRILLING LOG

Project No.										Project		Type of Drilling		Rotary		Remarks								
Bore Hole No.										PT. Bank Mega, Jl. Raya Darmo 95A		Date		1 Agustus 2004		UD = Undisturb Sample								
Water Table										m		Elevation		m		Driller Misran		CS = Core Sample						
																SPT = SPT Test								
Scale in m	Elevation	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test					N - Value						
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm										
														15 cm	15 cm	15 cm								
0		0.00																0	10	20	30	40	50	
1					Lempung Lanau	Coklat (Brown)	Medium to stiff																	
2		-2.50	2.50																					
3																								
4																								
5					Pasir Berlanau (Silty sand)	Hitam (Black)	Medium to dense	SPT 8 s/d 20		-4.50	UD-1													
6										-5.00														
7		-6.50	4.00																					
8					Pasir Berkenkil (Gravelly sand)	Hitam (Black)	Medium	SPT 1 s/d 20		-6.00	SPT-2	20	4	9	11									
9		-8.50	2.00							-6.15														
10										-9.00	SPT-3	1	0	0	1									
11										-9.15														
12										-10.00	UD-2													
13					Lempung (Clay)	Abu - Abu (Grey)	Very soft			-12.00														
14										-12.15	SPT-4	2	0	1	1									
15		-15.00	6.00																					
16					Pasir Berlempung (Clayey sand)	Abu - Abu (Grey)	Dense	SPT rata-rata 35		-14.50	UD-3													
17		-16.50	1.50							-15.00														
18					Pasir berlanau Berkenkil (Gravelly sand with silt)	Abu - Abu (Grey)	Very dense	SPT >50		-15.15	SPT-5	35	11	16	19									
19										-16.00														
20		-20.00	3.50							-18.00	SPT-6	56	14	23	33									
										-18.15														
										-14.50	UD-4													
										-15.00														

LAMPIRAN PERHITUNGAN GEMPA DAN MOMEN NOMINAL PRATEGANG

RESPON SPEKTRUM GEMPA 500 TAHUN DARI DATA TANAH DARI LAB TANAH

Lapisan ke i	Tebal lapisan (d_i)	Deskripsi jenis tanah	Nilai N-SPT
1	2.5	Lempung lanau	0
2	4	Pasir berlanau	14
3	2	Pasir berkerikil	10.5
4	6.5	Lempung	12.67
5	1.5	Pasir berlempung	35
6	3.5	Pasir berlanau berkerikil	50
7	10	Pasir berlanau berkerikil	50
	30	TOTAL	172.17

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}}$$

d_i = tebal setiap lapisan antara kedalaman 0 sampai 30 meter;

N_i = tahanan penetrasi standar 60 persen energi (N_{60}) yang terukur langsung di lapangan tanpa koreksi.

$$\sum_{i=1}^n d_i = d_1 + d_2 + d_3 + d_4 + d_5 + d_6 = 30$$

$$\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i} = d_1/N_1 + d_2/N_2 + \dots + d_6/N_6 = 1.3020705$$

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} = 23.04022695$$

SITUS SD Tanah Sedang

Tabel 3. Klasifikasi Situs SNI Gempa 2012

$$S_s \text{ (percepatan batuan dasar pada perioda pendek)} = 0.65 \text{ g}$$

$$S_1 \text{ (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik)} = 0.28 \text{ g}$$

$$\text{Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek } (F_a) = 1.28$$

Tabel 4 koefisien situs, F_a SNI Gempa 1726:2012

$$\text{Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik } (F_v) = 1.84$$

Tabel 4 koefisien situs, F_v SNI Gempa 1726:2012

$$\text{Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek } (S_{MS}) = F_a S_s = 0.832 \text{ g}$$

$$\text{Parameter spektrum respons percepatan pada perioda 1 detik } (S_{M1}) = F_v S_1 = 0.5152 \text{ g}$$

$$\text{Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, } S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = 0.55467 \text{ g}$$

$$\text{Parameter percepatan spektral desain untuk perioda 1 detik, } S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = 0.34347 \text{ g}$$

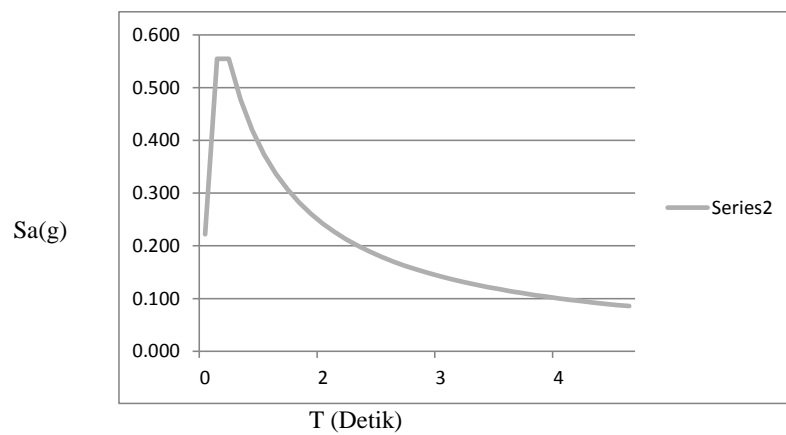
$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.123846154 \text{ detik}$$

KDS D

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.619230769 \text{ detik}$$

T	T	Sa(g)
0	0	0.222
To	0.124	0.555
Ts	0.619	0.555
Ts+0,1	0.719	0.478
Ts+0,2	0.819	0.419

Ts+0,3	0.919	0.374
Ts+0,4	1.019	0.337
Ts+0,5	1.119	0.307
Ts+0,6	1.219	0.282
Ts+0,7	1.319	0.260
Ts+0,8	1.419	0.242
Ts+0,9	1.519	0.226
Ts+1	1.619	0.212
Ts+1,1	1.719	0.200
Ts+1,2	1.819	0.189
Ts+1,3	1.919	0.179
Ts+1,4	2.019	0.170
Ts+1,5	2.119	0.162
Ts+1,6	2.219	0.155
Ts+1,7	2.319	0.148
Ts+1,8	2.419	0.142
Ts+1,9	2.519	0.136
Ts+2	2.619	0.131
Ts+2,1	2.719	0.126
Ts+2,2	2.819	0.122
Ts+2,3	2.919	0.118
Ts+2,4	3.019	0.114
Ts+2,5	3.119	0.110
Ts+2,6	3.219	0.107
Ts+2,7	3.319	0.103
Ts+2,8	3.419	0.100
Ts+2,9	3.519	0.098
Ts+2,10	3.619	0.095
Ts+2,11	3.719	0.092
Ts+2,12	3.819	0.090
Ts+2,13	3.919	0.088
Ts+4	4.000	0.086



Grafik Respon Spektrum Gempa 500 Tahun

Perhitungan Momen Nominal menggunakan cari ACI note pada Balok Prategang Lantai 13 di Tumpuan

Fpu	1860	Mpa		d1	561,8	mm				
Fc'	30	Mpa		d2	634,5	mm				
Ep	200000	Mpa								
Loses	321,3682	Mpa								
Epsilon s	0,005275									
Trial No	C (mm)	e1	e2	f1 (Mpa)	f2 (Mpa)	a (mm)	C	T1	T2	T1+T2
1	200	0,0075	0,012775	315	1785,71429	179907,2	4587634	927281,3	2820000	3747281
2	305	0,003885246	0,00916	163,1803	1755,35714	127490	3250995	480362,1	2772060	3250422
3	100	0,018	0,023275	756	1857,14286	122056	3112428	2225475	2932800	5158275
4	175	0,009	0,014275	378	1807,14286	169457,2	4321159	1112738	2853840	3966578
5	170	0,009352941	0,014628	392,8235	1821,42857	71060	1812030	1156374	2876400	4032774
6	160	0,010125	0,0154	425,25	1835,71429	66880	1705440	1251830	2898960	4150790
	50	0,039	0,044275	1638	1964,28571	61028	1556214	4821863	3102000	7923863
		1 KSI	=	7,142857	Mpa					
		Mn	=	1,61E+09	Nmm					

Perhitungan Momen Nominal menggunakan cari ACI note pada Balok Prategang Lantai 13 di Lapangan

Fpu	1860	Mpa		d1	478,2	mm				
Fc'	30	Mpa		d2	634,5	mm				
Ep	200000	Mpa								
Loses	321,3682	Mpa								
Epsilon s	0,005275									
Trial No	C (mm)	e1	e2	f1 (Mpa)	f2 (Mpa)	a (mm)	C	T1	T2	T1+T2
1	200	0,0075	0,012775	315	1785,714	179907,2	4587634	927281,3	2820000	3747281
2	300	0,004	0,009275	168	1750	221707,2	5653534	494550	2763600	3258150
3	100	0,018	0,023275	756	1857,143	122056	3112428	2225475	2932800	5158275
4	175	0,009	0,014275	378	1807,143	169457,2	4321159	1112738	2853840	3966578
5	170	0,00935294	0,014628	392,8235	1821,429	167367,2	4267864	1156374	2876400	4032774
6	160	0,010125	0,0154	425,25	1835,714	163187,2	4161274	1251830	2898960	4150790
	50	0,039	0,044275	1638	1964,286	61028	1556214	4821863	3102000	7923863
		1 KSI	=	7,142857	Mpa					
		Mn	=	2,17E+09	Nmm					

Perhitungan Momen Nominal menggunakan cari ACI note pada Balok Prategang Lantai atap di Tumpuan

Fpu	1860	Mpa		d1	561,8	mm				
Fc'	30	Mpa		d2	634,5	mm				
Ep	200000	Mpa								
Loses	136,2854	Mpa								
Epsilon s	0,006201									
Trial No	C (mm)	e1	e2	f1 (Mpa)	f2 (Mpa)	a (mm)	C	T1	T2	T1+T2
1	190	0,00805263	0,014253	338,210526	1817,8571	82346	2099823	663738,2	1435380	2099118
2	300	0,004	0,010201	168	1750	125400	3197700	329700	1381800	1711500
3	100	0,018	0,024201	756	1857,1429	122056	3112428	1483650	1466400	2950050
4	96,5	0,01876166	0,024962	787,989637	1821,4286	117173,8	2987931	1546430	1438200	2984630
5	98	0,01842857	0,024629	774	1792,8571	119614,9	3050179	1518975	1415640	2934615
6	99	0,01821212	0,024413	764,909091	1785,7143	120835,4	3081304	1501134	1410000	2911134
	98,5	0,0183198	0,02452	769,431472	1428,5714	120225,2	3065742	1510009	1128000	2638009
	95	0,01910526	0,025306	802,421053	1878,5714	115953,2	2956807	1574751	1483320	3058071
		1 KSI	=	7,14285714	Mpa					
		Mn	=	1199383369	Nmm					

Perhitungan Momen Nominal menggunakan cari ACI note pada Balok Prategang Lantai atap di Lapangan

[illegible]

LAMPIRAN
BROSUR



THE use of piles as foundation is a method that for centuries has been known to man to overcome the problem of bearing capacity and settlements on soft soil. The proof of use of wooden piles was found on the building relics from the *Roman* era in Europe and the *Han Dynasty* in China which were constructed hundreds of years BC.

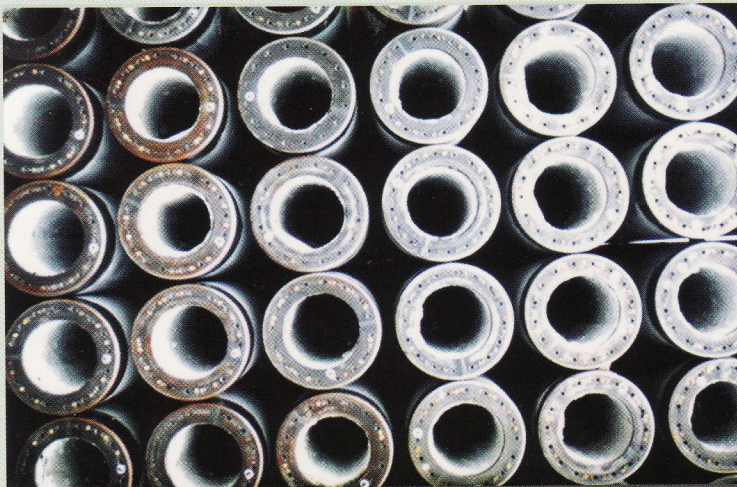
Piles constitute a columnar element in the foundation functioning to bear/convey the load from a superstructure through weak compressible soil strata or through water, to the more compact/stiff soil layer and less compressible or rock layer. The loads operating on the piles may be grouped as **Vertical Load, Horizontal/Lateral Load** or a **Combination** of the two loads.

The pile foundation system is widely used because of the ease in quality control and low construction cost.

The WIKA piles are **Prestressed Spun Concrete Piles (PC Piles)** designed to be bear various structure types. A variety of sizes (300 mm-600 mm

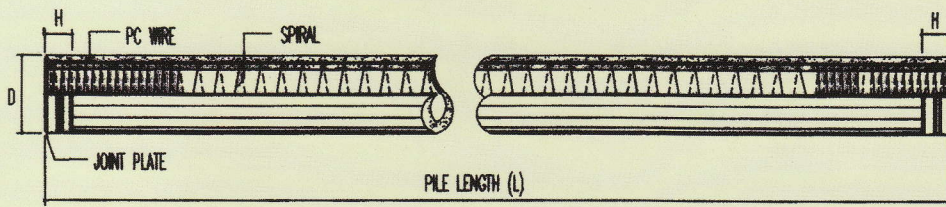
diameter) allows size choice that is technically and economical right, based on the load and the condition of the soil.

The high level of concrete compactness as a result of the centrifugal process causes the WIKA piles to have high durability/capable of withstanding "hard" environment. WIKA piles are used amongst others on **High-Rise Buildings, Industrial Buildings** (hangars, warehouses, factories, oil tanks), **Marine Structures** (quay, jetties, dolphins, docks), **Off-Shores Structures, Bridges, Retaining Walls, Slope Protections** and **Machinery Foundations**.

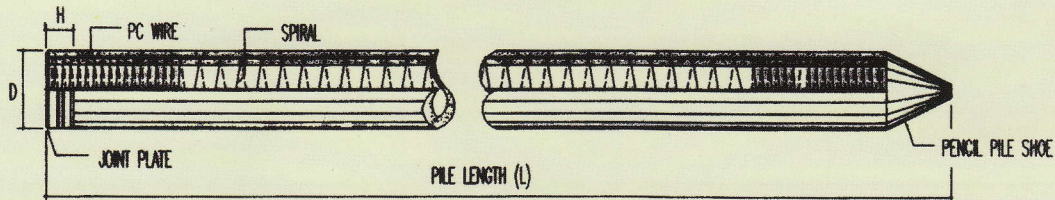


Description of Product

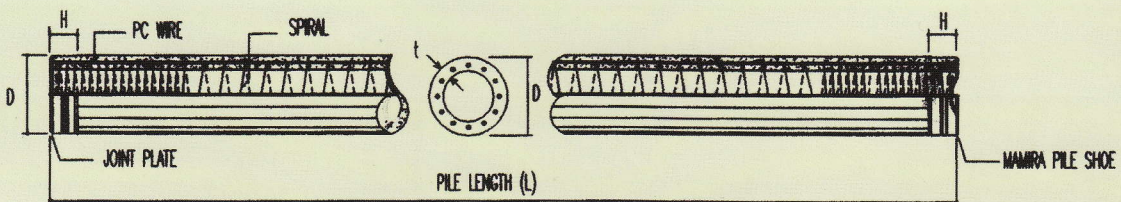
Item	Description
Type of piles	Prestressed spun concrete pile, hereinafter referred to as the 'PC Piles'
System of joint/ splice	Welded at steel joint plate
Type of Shoe	Pencil (standard product) Mamira (special design)
Method of installation/ driving	By Diesel or Hydraulic Hammer



MIDDLE PILE



**BOTTOM PILE (PENCIL SHOE)
(STANDARD PRODUCT)**



**BOTTOM PILE (MAMIRA SHOE)
(SPECIAL DESIGN)**

Outside Diameter (D-mm)	Wall Thickness (T-mm)	Length of ¹⁾ Single Pile (L-m)	Steel Band ²⁾ Length (H-mm)	Pencil Shoe Length (D-mm)	Unit Weight ³⁾ (W - kg/m)
300	60	6 - 13	100	300	110
350	65	6 - 15	100	350	140
400	75	6 - 16	150	400	200
450	80	6 - 16	150	450	240
500	90	6 - 16	150	500	300
600	100	6 - 16	150	600	400

1) 1 m length interval

2) For joint plate and mamira shoe

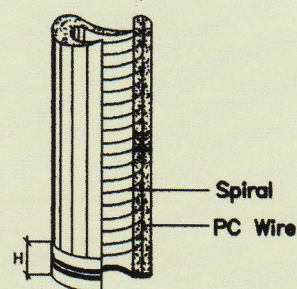
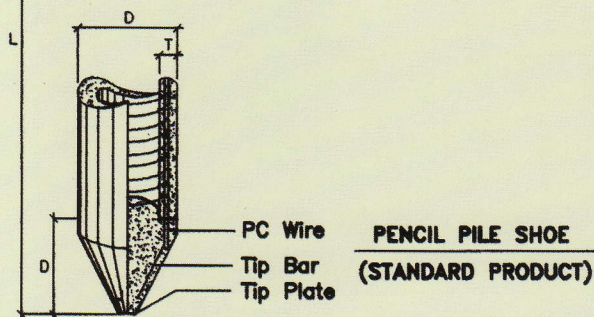
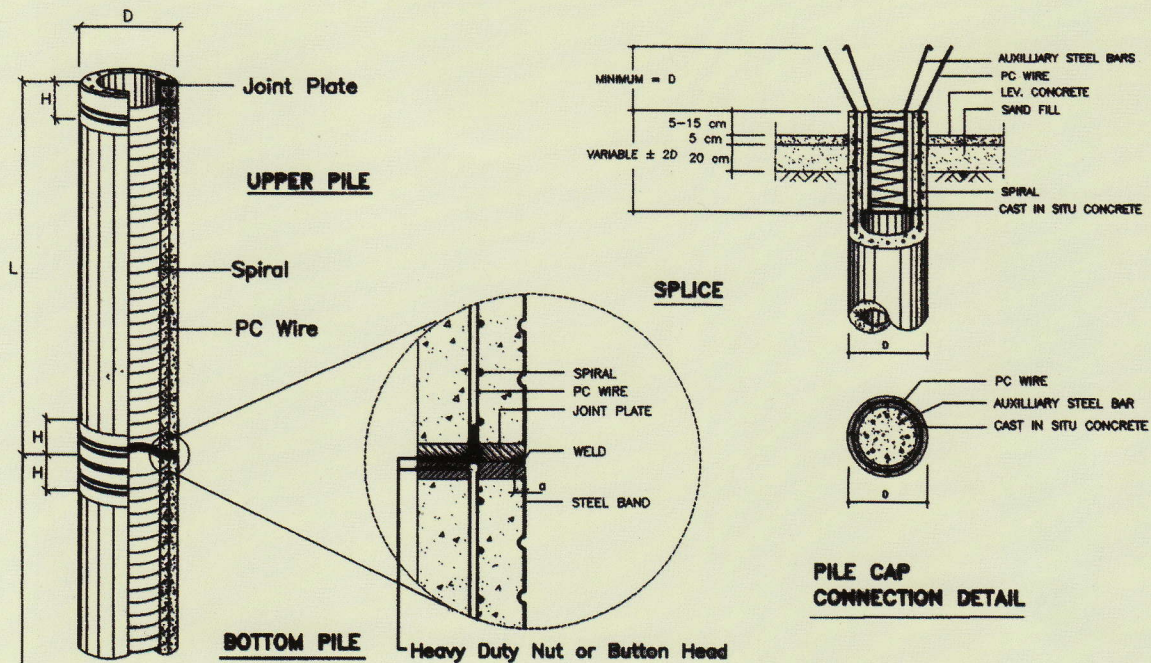
3) Theoretical weight

Design and Manufacturing Reference

Item	Reference	Description
Design	JIS A 5335 - 1985	Prestressed Spun Concrete Piles
	ACI 543R-74/ 1980	Recommendation for Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles
	NI 2 PBI - 1971	Indonesian Concrete Codes
Manufacturing	JIS A 5335 - 1985 WIKA-11-IK-007	Prestressed Spun Concrete Piles Piles Manufacturing Works Instruction

Specification of Material

Item	Reference	Description	Specification
Aggregate	ASTM C33 - 1985	Standard specification for Concrete Aggregates	
	NI 2 PBI - 1971	Indonesian Concrete Codes	
Cement	SII 0013 - 1981	Quality and testing method of Portland cements	Standard Product type I Special order: type-II or V
Admixture	ASTM C494 - 1985	Standard specification for chemical admixture for concrete	Type-A: water reducing admixtures
Concrete	JIS A 1132 - 1985	Method of Making and Curing Concrete Specimens	
	JIS A 1108 - 1985	Method of Test Compressive Strength of Concrete	
	NI 2 - PBI - 1971	Indonesian Concrete Codes	Compressive Strength at 28 days : 600 kgf/ cm ²
PC Wire	JIS G 3536 - 1985	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and Strand for Prestressed Concrete	SWPD1
Spiral Wire	JIS A 3532 - 1985	Low Carbon Steel Wire	SWMA
Joint Plate	JIS G 3101 - 1987	Rolled steel for general structure	SS 41
Welding	ANSI/ AWS D1.1-1990	Structural Welding Code-Steel	AWS A S.1/ E 6013 NIKKO STEEL RB26/ RD 260, LION-26, or Equivalen



MAMIRA PILE SHOE
(SPECIAL ORDER)

Mamira Pile Shoe (Special design)

Thickness of Weld

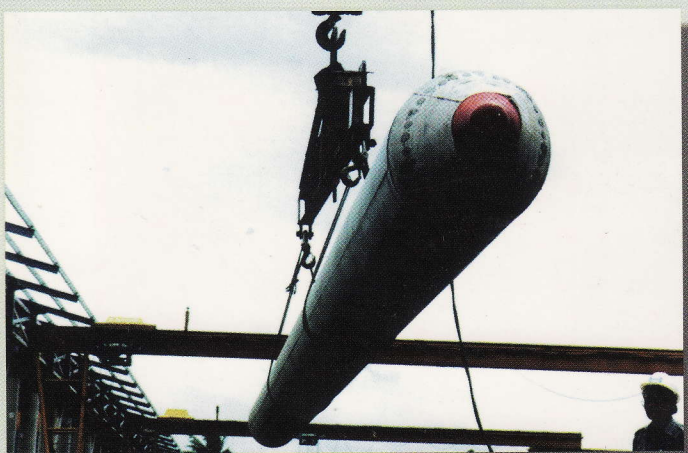
D (mm)	T (mm)	H (mm)	a (mm)
300	60	100	8
350	65	100	10
400	75	150	10
450	80	150	10
500	90	150	10
600	100	150	10

CLASSIFICATION

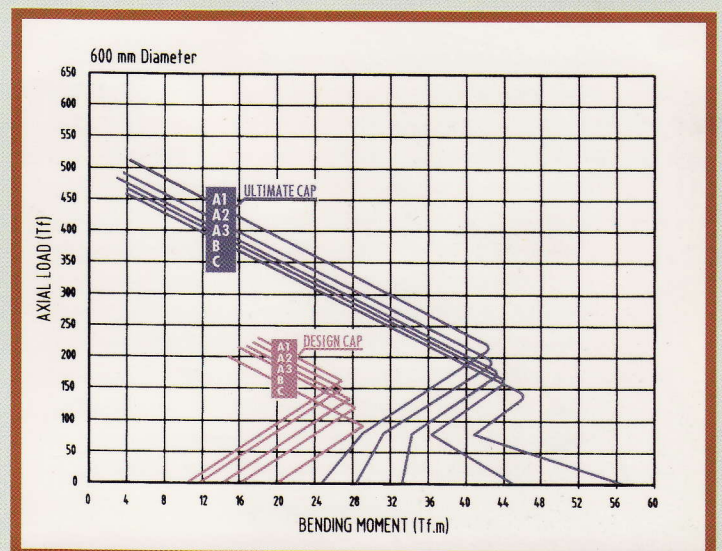
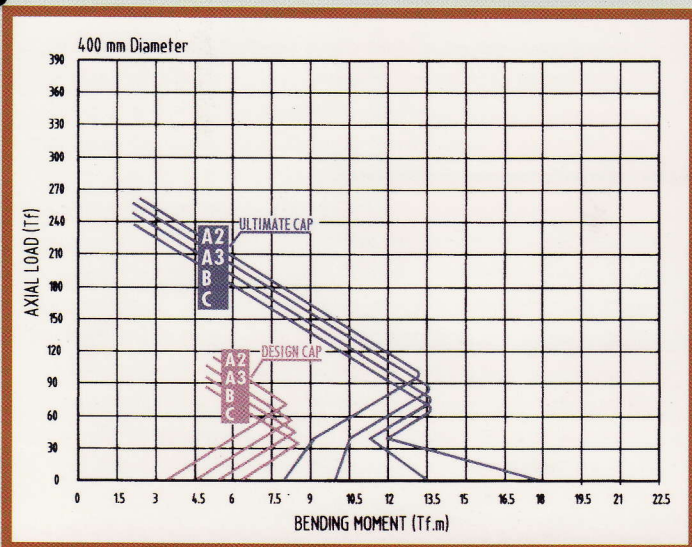
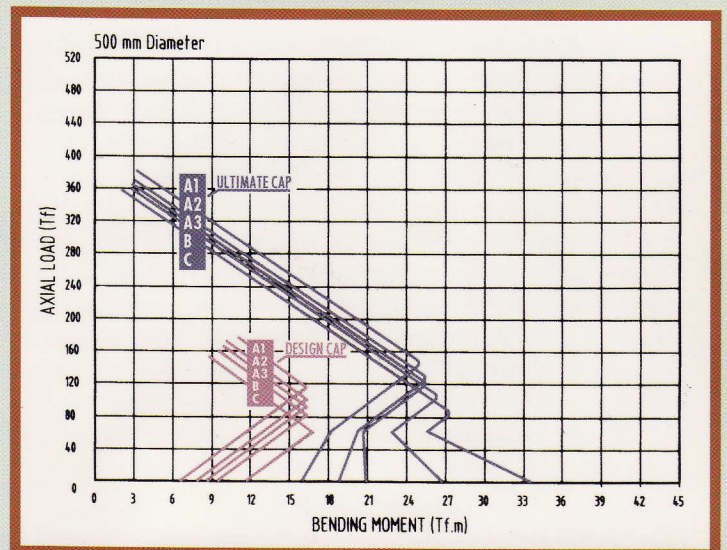
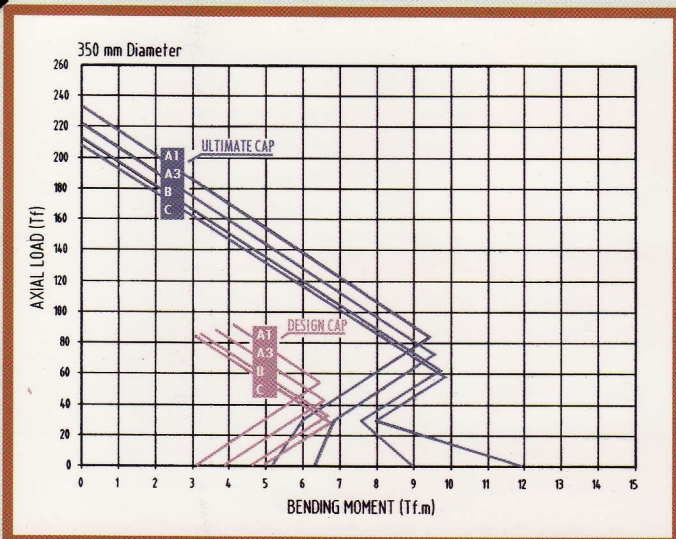
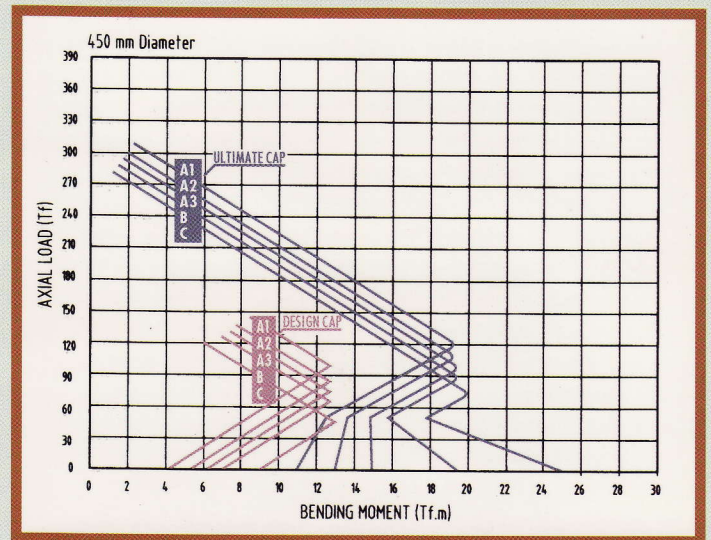
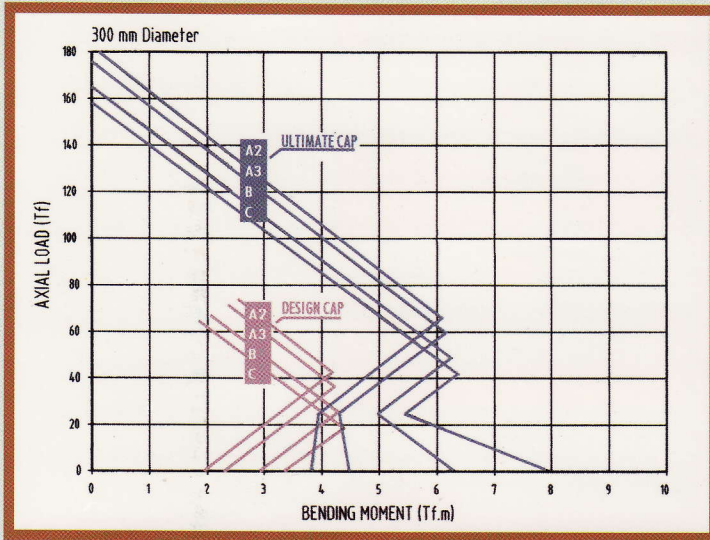
Outside Diameter (mm)	Wall Thickness (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm ²)	Section Modulus (cm ³)	Bending Moment Capacity (tf.m)		Allowable Axial Load (tf)
					Crack	Ultimate	
300	60	A2	452	2368,70	2,50	3.75	72.60
		A3		2389,60	3,00	4.50	70.75
		B		2431,40	3,50	6.30	67.50
		C		2478,70	4,00	8.00	65.40
350	65	A1	582	3646,00	3,50	5.25	93.10
		A3		3693,90	4,20	6.30	89.50
		B		3741,70	5,00	9.00	86.40
		C		3787,60	6,00	12.00	85.00
400	75	A2	765	5483,50	5.50	8.25	121.10
		A3		5537,40	6.50	9.75	117.60
		B		5591,30	7.50	13.5	114.40
		C		5678,20	9.00	18.00	111.50
450	80	A1	929	7591,60	7.50	11.25	149.50
		A2		7655,60	8.50	12.75	145.80
		A3		7717,10	10.0	15.00	143.80
		B		7783,80	11.0	19.80	139.10
		C		7929,00	12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1159	10505,00	10.50	15.75	185.30
		A2		10579,30	12.50	18.75	181.70
		A3		10653,50	14.00	21.00	178.20
		B		10727,80	15.00	27.00	174.90
		C		10944,60	17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1570	17482,80	17.00	25.50	252.70
		A2		17577,70	19.00	28.50	249.00
		A3		17792,70	22.00	33.00	243.20
		B		17949,60	25.00	45.00	238.30
		C		18263,40	29.00	58.00	229.50

Notes:

- 1) Pile are generally comply to JIS A 5335 - 1985 and modified to suit to ACI 543 - 1979, JSCE and PBI - 1971
- 2) Specified concrete cube compressive strength is 600 kg/cm² at 28 days
- 3) Allowable axial load is applicable to pile acting as a short strut



INTERACTION DIAGRAM OF BENDING MOMENT & AXIAL LOAD CAPACITY



P

ROPER handling and good driving practice is essential in order to avoid unnecessary damage to piles.

Lifting points are clearly marked on every pile to enable proper handling by user.

For driving, the use of a Diesel Hammer or Hydraulic Hammer is preferred as the hammer blows are more likely to be co-axial with the pile than in the case of a drop hammer.

The hammer selection will depend on the pile size, pile weight and bearing capacity.

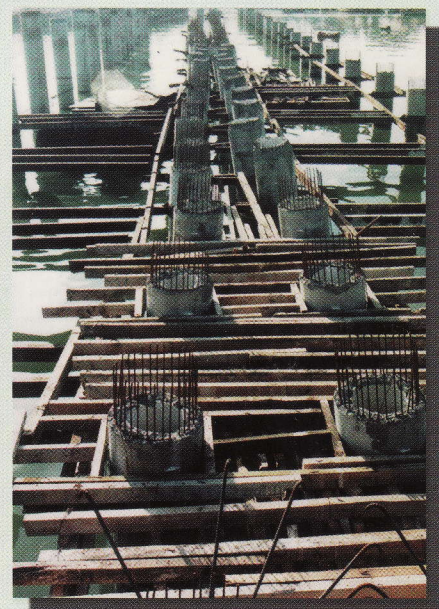
The table below gives a general recommendation of types of Diesel Hammers and Hydraulic Hammer to be used for driving WIKI piles.

Dynamic Capacity Formula/ Driving Formula

• Hilley Formula for Diesel Hammer

$$R_d = \frac{f \cdot E_n}{S + 1/2(C_1 + C_2 + C_3)} \cdot \frac{W_r + e^2 \cdot W_p}{W_r + W_p}$$

- Where:
- R_d : Ultimate Bearing Capacity of Pile (ton)
 - f : Relative efficiency of hammer
 - $f = 1.00$ for diesel hammer
 - $f = 0.75$ for drop hammer
 - E_n : Hammer energy as stated by manufacturer
 - $E_n = 2 \cdot W_r \cdot H$ for diesel hammer
 - $E_n = W_r \cdot H$ for drop hammer
 - W_r : Ram mass (ton)
 - H : Drop height of ram (m)
 - e : Coefficient of restitution
 - $e = 0.25$ for concrete Pile
 - W_p : Pile mass (ton)
 - S : Set (pile penetration) per blow (m)
 - C_1 : Elastic compression of cushion and cap (m)
 - C_2 : Elastic compression of pile (m)
 - C_3 : Elastic compression of soil (m)



Values for C_1 , C_2 , and C_3 for Hilley Formula for Diesel Hammer

	Easy Driving $p_{1,2,3} = 35 \text{ kg/cm}^2$	Medium Driving $p_{1,2,3} = 70 \text{ kg/cm}^2$	Hard Driving $p_{1,2,3} = 105 \text{ kg/cm}^2$	Very Hard Driving $p_{1,2,3} = 140 \text{ kg/cm}^2$
C_1 (m)	p_1 : on cushion or Pile Butt if No Cushion 0.003	p_1 : on head or cap 0.006	p_1 : on head or cap 0.010	p_1 : on head or cap 0.013
C_2 (m)	p_2 : for Concrete Piles $0.002 \times L$	p_2 : for Concrete Piles $0.004 \times L$	p_2 : for Concrete Piles $0.006 \times L$	p_2 : for Concrete Piles $0.008 \times L$
C_3 (m)	0 - 0.0025	0.0025	0.0025	0.0025

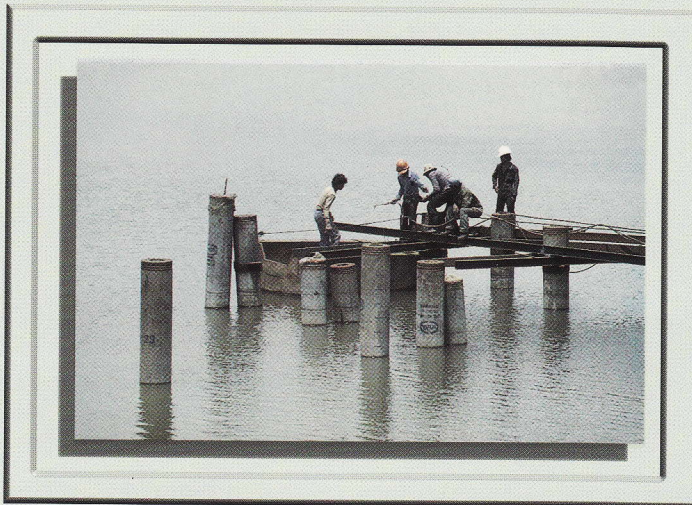
Notes: L Should be considered as length to center of driving resistance, not necessarily full length of pile (include additional value for followers)

• Hilley Formula for Hydraulic Hammer

$$R_d = \frac{f \cdot E_n}{S + 1/2(C_1 + C_2 + C_3)} = \frac{f \cdot E_n}{S + 1/2(C_1 + C \sqrt{E_n} + C_3)}$$

Where:

- R_d : Ultimate Bearing Capacity of Pile (ton)
- f : Relative efficiency of hammer (=2.5)
- E_n : Energy readout on Hydrohammer control panel (KJ)
- S : Set (pile penetration) per blow (mm)
- C : Factor depending on type of Hydrohammer and Cross-sectional area of pile
- C_1 : Elastic compression of cushion and pile cap (mm)
- C_2 : Elastic compression of pile (mm)
- C_3 : Elastic compression of soil (mm)



Selection of Pile Driver

Pile Diameter (mm)	Type of DIESEL HAMMER ¹⁾		Type of HYDRO HAMMER ²⁾	
	Single Pile	Jointed Pile	Single Pile	Jointed Pile
300	K 13	K 13	S 35	S 35
350	K 13	K 13/ K 25	S 35	S 35
400	K 25	K 25/ K 35	S 35	S 35/ S 60/ S 70
450	K 25/ K 35	K 35	S 35/ S 60/ S 70	S 60/ S 70
500	K 35	K 35/ K 45/ KB 45	S 60/ S 70	S 60/ S 70/ S 90
600	K 45/ KB 45	K 45/ KB 45/ KB 60	S 60/ S 70	S 60/ S 70/ S 90

Notes: 1) Taken from Kobe DIESEL PILE HAMMER Manual. The Figure following K or KB represent the weight of ram in KN
 2) Taken from the IHC HYDROHAMMER Manual. The figure following S represent the Striking Energy in KJ

● The important aspect for piling works

1. Use driving machine with length of boom 12-18 m and length of leader 18-24 m for maximum pile length 12-18 m.
2. Use Diesel or Hydraulic hammer with Specification as seen on table.
3. Use suitable pile helmet for each type of pile.
4. Use timber sleeper with minimum thickness 10 cm.
5. Pitch the pile and place it in desire position.
6. The hammer, pile helmet and pile must be coaxial and the maximum allowable eccentricity is 10 mm.
7. Pile should be driven to the predetermined depth (specified by the Engineer) or to a satisfactory set. Do not over drive a pile.
8. Record data during driving for each 0.3 m penetration until final set, or to a predetermined depth.

● The data include:

- Date of driving
- Pile number
- Date of production
- Date of installation.
- Type of pile, size & length.
- Drop height and weight of hammer.
- Number of blow for each penetration (every 0.3 m to final set)
- Time schedule of driving including interruption.
- Final set
- Ground level and final level
- Alignment and deviation of pile

**CONVERSION TABLE**

NO.	TO CONVERT FROM	TO	MULTIPLY BY
1	Pound (lb) avourdupois	Kilogram (Kg)	0.4535924
2	Inch (in)	Centimeter (Cm)	2.54
3	Square Inch (in2)	Square Centimeter (Cm2)	6.452
4	Poound per Square Inch (Psi)	Kilogram per Square Centimeter (Kg/Cm2)	0.07031
5	Concrete Cube Sample 15 x 15 x 15 cm	Concrete Cylinder sample 15 x 30 cm	0.83

● Using SPT Data

Meyerhoff has correlated the shaft and base resistance of Pile with the result of a standard penetration test. For displacement piles in saturated sand. The ultimate load is given by:

$$P_u = 40 \bullet N \bullet A_b + \frac{\bar{N} \bullet A_s}{5}$$

Where:

- P_u = Ultimate load capacity (ton)
- N = Standard penetration number at pile base
- \bar{N} = Average value of N along pile shaft
- A_b = Area of pile base (m^2)
= $\pi D^2/4$
- A_s = Gross surface area of shaft (m^2)

Permissible Load Capacity of displacement piles (end bearing only), tons

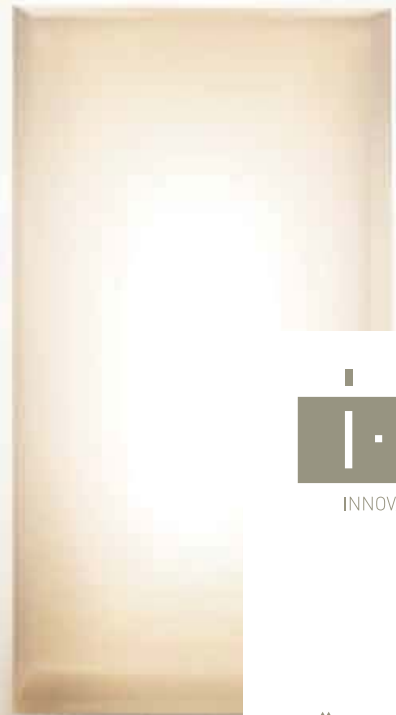
Dia. of Piles (mm)		300	350	400	450	500	600
$A_b (m^2)$		0,0707	0,0962	0,1257	0,1590	0,1963	0,2827
STANDARD PENETRATION NUMBER, N	25	24	32	41	52	65	94
	30	28	38	50	63	78	113
	35	33	44	58	74	91	131
	40	38	51	67	84	104	150
	45	43	57	75	95	117	169
	50	47	64	83	105	130	188
	55	52	70	92	116	143	207
	60	57	76	100	127	157	226

● Using Sondir Data

$$P_u = q_c \bullet A + \sum tf \cdot R$$

Where :

- P_u = Ultimate axial soil bearing capacity (t)
- q_c = Cones value (t/cm^2)
- A = Cross section area of end of pile (cm^2)
- $\sum tf$ = Total friction along pile body (t/cm)
- R = Perimeter of Pile (cm)



▲ HYUNDAI ELEVATOR

I·X·E·L
INNOVATIVE EXPRESS ELEVATORS

▲ HYUNDAI ELEVATOR



Contents

Core tech	
Smart Technology	06
Green Technology	08
Confidence in Safety	10
Emotional Design	12
Products	
Entrance & Car Design	16
Ceilings & Signal Fixtures	22
Specifications	
Group Control Operating System	26
Installation Layout Plan & Standard Dimensions	28
Typical Entrance Layouts	30

Elevate your Thinking...

Smart technology and state-of-the-art safety systems are changing the concept for elevator. Green technology, considering of the global environment, protects the future of Earth. A world-class, exquisite design increases building value. The i·XEL redefines and raises your standards of elevators.



ELEVATE YOUR Thinking about Tech

Since its founding in 1984, Hyundai Elevator has been an industry leader in Korea with innovative technology and a pioneering mindset. The company is becoming a global leader in the elevator industry by taking action in many areas to offer advanced technology, design, safety, and environment-friendliness.

The i-XEL, a high-speed elevator, is an uncommon product of state-of-the-art technology. It increases the value of high-rise buildings beyond your imagination.



▲
Project Gallery



▲
Ultra-High Speed /
Double Deck PR Film

01

Distinctive technologies available nowhere else make the i·XEL suitable for VIPs.



The permanent magnetic gearless traction machine

First-class riding comfort The permanent magnetic gearless traction machine was developed by Hyundai Elevator. There is no vibration from the mechanism of gears. You will enjoy a comfortable, smooth riding experience as if you were riding first class.

The best technology for the best building We have adopted an electric regenerative converter and high-precision control inverter drive system that optimally controls the speed of the electric motor by simultaneously and continually changing the voltage and frequency. This has resulted in the smoothest ride ever and substantially improves energy-efficiency, thus enhancing the value of a building.

Advanced technology that considers even the building space Since the traction machine used for the i·XEL allows for multiple arrangements, it is about 50% smaller and lighter compared to the previous induction motor. The machine occupies little space, thus allowing more space available for renting and other usage.

Smart system that considers both passengers and managers More convenient services are offered based on state-of-the-art IT convergence technologies, such as the Destination Selecting System(destination floor reservation system), which reduces both wait time and unnecessary elevator operation; an artificial intelligence-based group control system that forecasts use for more efficient operation; and a computer monitoring and remote monitoring system that efficiently controls elevator operation.

i·XEL

SMART TECHNOLOGY

We offer optimal performance and efficiency, in addition to maximum use of space, to our customers, and ensure an optimal level of comfort and the best riding experience to passengers. Enjoy the most advanced, distinctive high-speed elevator technologies of the i·XEL by Hyundai Elevator.





SMART TECHNOLOGY

We offer optimal performance and efficiency.

In addition to maximum use of space,

the i-XEL provides a comfortable and quiet environment.

The best riding experience to passengers.

Enjoy the most advanced, distinctive high-speed elevator.

Technologies of the i-XEL by Hyundai Elevator.

01

Distinctive technologies available nowhere else make the i-XEL suitable for VIPs.

The permanent magnetic gearless traction machine

First class riding experience. The permanent magnetic gearless traction machine was developed by Hyundai Elevator. There is no vibration from the mechanism of gears. You will enjoy a comfortable, smooth riding experience as if you were riding first class.

The best technology for the best building. We have adopted an electric regenerative converter and high-precision control inverter drive system that optimally controls the speed of the electric motor by simultaneously and continually changing the voltage and frequency. This has resulted in the smoothest ride ever and substantially improves energy-efficiency, thus enhancing the value of a building.

Advanced technology that considers even the building space. Since the traction machine used for the i-XEL allows for multiple arrangements, it is about 50% smaller and lighter compared to the previous induction motor. The machine occupies little space, thus allowing more space available for renting and other uses.

Smart system that considers both passengers and managers. More convenient services are offered based on state-of-the-art IT convergence technologies, such as the Destination Selecting System(destination floor reservation system), which reduces both wait time and unnecessary elevator operation; an artificial intelligence-based group control system that forecasts use for more efficient operation; and a computer monitoring and remote monitoring system that efficiently controls elevator operation.

i-XEL



02

The i·XEL ensures a clean environment and unvaried performance and efficiency.



Environment-friendly system

A green elevator that has substantially lower electricity consumption enabled by energy reduction technologies The application of a gearless traction machine that uses a permanent magnet ensures 25% lower energy consumption compared to induction motors. Highly energy-efficient lighting fixtures, such as indoor LED lighting, are used, lowering total energy consumption by around 30%.

Green technology of the i·XEL that reuses electricity Precise, quick motor control technologies enable precise speed control for the smoothest possible riding experience. Using regenerative Hyundai drive, it actually captures energy and feeds it back to the building's power grid. So energy efficiency can be increased by more than 77.5%.

Green process where development and production take place in an environment-friendly setting By introducing a design and development process and materials that reduce environmental pollution, Hyundai Elevator is developing environment-friendly elevators that satisfy customers in every way. In line with the 'well-being' needs of customers, we are reducing the amount of materials used throughout the development and production process, thus taking the lead in environment-friendly technology.

i·XEL

GREEN TECHNOLOGY

The i·XEL features environment-friendly technology that minimizes carbon emissions starting from the design phase. It has used new environment-friendly and cutting-edge materials while saving construction materials. By substantially reducing the amount of carbon emitted by elevators, the i·XEL will further highlight the environment-friendliness of buildings.





GREEN TECHNOLOGY

The i-XEL features environment-friendly technology that minimizes carbon emissions starting from the design phase. It has used new environment-friendly and cutting-edge materials while saving construction materials. By substantially reducing the amount of carbon emitted by elevators, the i-XEL will further highlight the environment-friendliness of buildings.



Environment-friendly system

A green elevator that has substantially lower electricity consumption enabled by energy reduction technologies The application of a gearless traction machine that uses a permanent magnet ensures 25% lower energy consumption compared to induction motors. Highly energy-efficient lighting fixtures, such as indoor LED lighting, are used, lowering total energy consumption by around 30%.

Green technology of the i-XEL that reuses electricity Precise, quick motor control technologies enable precise speed control for the smoothest possible riding experience. Using regenerative Hyundai drive, it actually captures energy and feeds it back to the building's power grid. So energy efficiency can be increased by more than 77.5%.

Green process where development and production take place in an environment-friendly setting By introducing a design and development process and materials that reduce environmental pollution, Hyundai Elevator is developing environment-friendly elevators that satisfy customers in every way. In line with the 'well-being' needs of customers, we are reducing the amount of materials used throughout the development and production process, thus taking the lead in environment-friendly technology.

i-XEL



03

The test tower, with the world's best systems, ensures the safety of the i·XEL.



The Hyundai Asan Tower

A test tower based on the world's top systems, challenging itself to showcase an ultra high-speed elevator with a speed of 18mps(1080mpm).

Enhanced safety by a self-diagnosis system Further improvements were made to the overall system's reliability by adopting an ultra high-speed microprocessor that controls speed and operation. Multi-protection monitoring functions, including the self-diagnosis function, promise safety 365 days a year.

Dual brake system and multi-safety circuits We adopted a dual brake system that ensures that when one brake fails, the other brake activates. The fail-safe devices and circuits make the i·XEL safe. It even satisfies EN81, an European elevator standard, to ensure the world's highest safety.

Safety and durability enabled by the door breakaway prevention system The door breakaway prevention system that is installed on the top and bottom of the door prevents passengers from falling outside the elevator or into the elevator shaft as a result of breakaway of the door. Safety and reliability have been certified through an impact test by a government-recognized organization. It has been applied in all Hyundai products starting in September 2008.

A double deck system that boosts transport efficiency around two times based on a new dimension of flexibility

Two elevators connected vertically are simultaneously run to offer 1.8 times greater transport capability. Fewer hoistways mean lower construction costs and more available floor space. An extremely strong chain operation system prevents slipperiness. Hyundai double deck system with the floor distance adjusting device provides customers a revolutionary solution to accommodate varying floor height.



CONFIDENCE in SAFETY

Comfort is based on safety. The i·XEL features state-of-the-art safety systems including the self-diagnosis system, dual brake system, and door breakaway prevention system to prevent breakdowns. Furthermore, we are thoroughly researching and verifying product safety and reliability at the test tower, which is equipped with the world's very best systems.

Unrivalled advantages of the double deck system of Hyundai Elevator

Floor Distance Adjustable Device

There is no restriction on floor distance. The extremely strong chain operation system prevents slipperiness and enables precise control.

Aerodynamic Capsule

The aerodynamic capsule minimizes air resistance. Use of lightweight materials allows a smooth riding experience with low noise and vibration.

* Refer to the bottom of Page 10 for a detailed explanation of the double deck system.





CONFIDENCE in SAFETY

Comfort is based on safety.

The i-XEL features state-of-the-art safety

systems, including the self-diagnosis system,

dual brake system and door breakaway

prevention system to prevent breakdowns.

Furthermore, we are thoroughly researching

and verifying product safety and reliability at the

test tower, which is equipped with the world's

very best systems.

03

The test tower, with the world's best systems, ensures the safety of the i-XEL.

The Hyundai Asan Tower

A test tower based on the world's top system, challenging itself to showcase an ultra high-speed elevator with a speed of 18mps(1080mpm).

Enhanced safety by a self-diagnosis system Further improvements were made to the overall system's reliability by adopting an ultra high-speed microprocessor that controls speed and operation. Multi-protection monitoring functions, including the self-diagnosis function, promise safety 365 days a year.

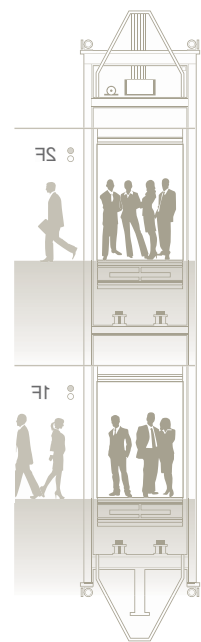
Dual brake system and multi-safety circuits We adopted a dual brake system that ensures that when one brake fails, the other brake activates. The fail-safe devices and circuits make the i-XEL safe. It even satisfies EN81, an European elevator standard, to ensure the world's highest safety.

Unrivaled safety by the door breakaway prevention system The door breakaway prevention system that is installed on the top and bottom of the door prevents passengers from falling outside the elevator or into the elevator shaft as a result of breakaway of the door. Safety and reliability have been certified through an impact test by a government-recognized organization. It has been applied in all Hyundai products starting in September 2008.

Hyundai Elevator Double Deck System There is no restriction on floor distance. The extremely strong chain drive system prevents slipperiness and provides precise control.

Automatic Capsule Two elevators connected vertically are simultaneously run to offer 1.8 times greater transport capability. Fewer hoistways mean lower construction costs and more available floor space. An extremely strong chain operation system prevents slipperiness. Hyundai double deck system stance adjusting device provides customers a revolutionary solution to increasing floor height. Use of lightweight materials allows a smooth riding experience with low noise and vibration.

* Refer to the bottom of Page 10 for a detailed explanation of the double deck system.



i-XEL

04

The classiest space in this building is the i·XEL.



High-class design

Entrance design The elevator entrance is an important space that determines one's impression of a building. The extremely refined design of the i·XEL embodies the sophisticated and modern image of a high-rise building. The design keeps passengers interested while waiting for the elevator and is an uncommon touch of class to the entire building.

Car interior design The interior creates a pleasant feel and is of a spatial design that makes the inside look much more spacious than it actually is. It provides an enjoyable, emotional experience even during the short time passengers are inside.

Detailed design of the ceiling and panel Each and every detail of the interior of the elevator ensures a distinctive sense of satisfaction, ranging from the detailed ceiling design that enables passengers to feel a sense of openness as soon as they enter the elevator to the panel design that ensures easy understanding of information and the buttons that offer a good sense of touch.

i·XEL



EMOTIONAL DESIGN

The design of the i·XEL with cutting-edge technology, environment-friendliness, and class, does not involve designing only the limited space of the elevator.

The design further upgrades the image of the entire building by adopting an outstanding spatial design that considers the building's image and functions as well as a superior sense of interior décor.



EMOTIONAL DESIGN

The design of the i-XEL

with cutting-edge technology,

environment-friendliness,

and class, does not involve

designing only the limited space of the elevator.

The design further upgrades

the image of the entire building

by adopting an outstanding

space design that considers the building's

image and functions as well as

a superior sense of interior décor.

04

The classiest space in this building is the i-XEL.

High-class design

Entrance design The elevator entrance is an important space that determines one's impression of a building. The extremely refined design of the i-XEL embodies the sophisticated and modern image of a high-rise building. The design keeps passengers interested while waiting for the elevator and is a fine touch of class to the entire building.

Comfortable design The interior creates a pleasant feel and is of a spatial design that makes the inside look much more spacious than it actually is. It provides an enjoyable, emotional experience even during the short time passengers are inside.

Detailed design of the ceiling and panel Each and every detail of the interior of the elevator ensures a distinctive sense of satisfaction, ranging from the detailed ceiling design that enables passengers to feel a sense of openness as soon as they enter the elevator to the panel design that ensures easy understanding of information and the buttons that offer a good sense of touch.

i-XEL





Elevate your Thinking about Products

The i-XEL is more than a simple elevator. It enhances the value of a building. It is an extremely special space that moves the hearts of passengers. The greatest riding comfort that can be offered by a high-speed elevator, energy reduction effects, optimal services, and a high-class design...

The i-XEL, will satisfy you beyond your expectations.

ENTRANCE

CAR DESIGN

PERFORMANCE
DESIGN COLLECTION

01

ENTRANCE

- Landing Door** Bonded Metal (Delta/Bronze)
Ti-Bronze 3S Vibration
High Glossy Coating
- Jamb** 200TYPE, Down Light
Ti-Bronze 3S Vibration
High Glossy Coating
- Hall Button** Destination Selecting
System (Box Type)
- Hall Lantern** STS Bead Blast
Half Mirror Acryl
LED Lighting

CAR DESIGN

- Ceiling** CD-529C
(Ti-Bronze Bead Blast,
LED Indirect Lighting)
- Car Wall** Marble (BROWNTINI)
3 Form Bear Grass (NIA)
LED Lighting
- Car Door** 3 Form Bear Grass (NIA)
Ti-Bronze Bead Blast
- Operating
Panel** Swing Panel
Micro Push Button
- Handrail** Ti-Bronze Hairline 1 Pipe
- Flooring** Marble
(BOTTICINO, BROWNTINI)



Information Display System & Lighting



Destination Selecting System



Hall Lantern



Information Display System & Car Doors



Ceiling



Handrail



Bottom Lighting & Flooring

ENTRANCE

PERFORMANCE
DESIGN COLLECTION

02

ENTRANCE

- Landing Door** STS Bead Blast
- Jamb** Flush Type, STS Bead Blast
LED Lighting
(Arrival Announcement System)
- Hall Button** Destination Selecting System
(Box Type)
- Hall Lantern** HLS-750
STS Bead Blast
Acryl Lens, LED Lighting

CAR DESIGN

- Ceiling** CD-499C
(Barrisol, LED Lighting,
STS Mirror 3S Vibration)
- Car Wall** Marble (THASSOS)
3 Form Bear Grass (SEA WEED/19T)
LED Lighting System
STS Mirror 3S Vibration
- Car Door** STS Mirror 3S Vibration
- Operating Panel** Swing Panel
Micro Push Button
- Handrail** STS Bead Blast, LED Lighting
- Flooring** Marble (THASSOS)
STS Hairline (5T)

CAR DESIGN



Information Display System (Car Wall)



Hall Lantern



Arrival Announcement System



Ceiling



Handrail



Operating Panel Button

ENTRANCE

PERFORMANCE
DESIGN COLLECTION

03

ENTRANCE

- Landing Door** Inco-Black Mirror Etching
- Jamb** Flush Type, Inco-Black Mirror
- Hall Button** 70TYPE Button, Inco-Black Mirror
- Hall Lantern** HLS-640
Inco-Black Mirror
Acryl Lens, LED Lighting
- Indicator** Deluxe Type

CAR DESIGN

- Ceiling** CD-559A
(Inco-Black Mirror, Wood,
Barrisol LED Lighting)
- Car Wall** Wood, Brass Hairline
Brass Hairline Trim
Inco-Black Mirror
- Car Door** Inco-Black Mirror Etching (10T)
- Operating Panel** Swing Panel
Inco-Black Mirror Etching
Handwriting Operation Panel
- Handrail** Wood1 Pipe, Ti-Bronze Hairline 1 Pipe
- Flooring** Marble (BOTTICINO)

CAR DESIGN



Jamb Light



Hall Button



Information Display System



Handwriting Operation Panel



Ceiling



Handrail



Ceiling



- 1 CD-596A / STS Bead Blast, LED Lighting, Architecture Metal (DALLAS)
- 2 CD-529C / Ti-Bronze Bead Blast, Ti-Bronze Mirror, Sheet, LED Indirect Lighting
- 3 CD-559A / Inco-Black Mirror, Wood, Barrisol LED Lighting
- 4 CD-599C / STS Bead Blast, LED Lighting

Operating Panel



Touch Screen
Operating Panel

* The design may change depending on the building.

- 1 OPP-N241B
- 2 OPP-D241B
- 3 OPP-N260A
- 4 OPP-N270A
- 5 OPP-N280A
- 6 OPP-N290A

SIGNAL FIXTURES

Hall Lantern



* Up : Green Lamp, Down : Orange Lamp

Hall Button



* Boxless Type : 90type button cannot be applied.

Indicator



PI-D600 (SIZE : 352mm X 82mm)

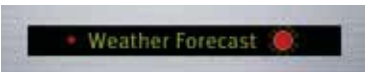


PI-D110 (SIZE : 372mm X 72mm)

Information Display System



IDS-01 (LCD TYPE)



IDS-02 (LED TYPE)



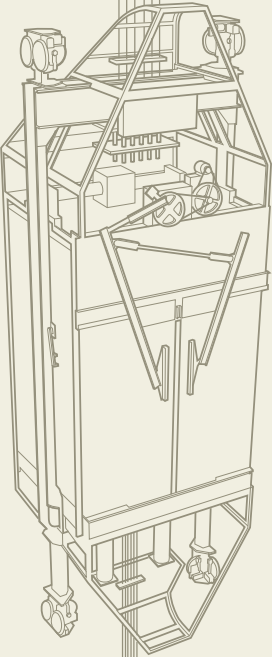
IDS-03 (LCD TYPE)

Button



SPECIFICATIONS

- Group Control Operating System
- Installation Layout Plan & Standard Dimensions
- Typical Entrance Layouts
- Work to be done by Other Contractors



GROUP CONTROL OPERATING SYSTEM

The group control operating system is designed to optimize elevator operational efficiency by operating, distributing, and controlling such operation information as location, speed, number of passengers, and registered call numbers for each of the elevators when a hall call occurs. This improves the overall efficiency of elevator operation.



Basic Functions of Group Control

Standard Feature ○ Optional Feature ★

Feature	Description	Applicable Item by Building Type		
		Office	Hotel	Multiplex Skyscraper
Artificial Intelligence	Artificial intelligence applying fuzzy logic automatically controls ambiguous changes in complex traffic patterns and always provides the best service.	○	○	○
Learning Function	This function learns elevator usage by day and time and sets operational parameters automatically to improve group control operational performance.	○	○	○
Forecast Allocation Method	Optimal car usage is determined by forecasting traffic and evaluating elevator suitability for the calls.	○	○	○
Minimize Average Waiting Time	Calls are allocated to minimize the average waiting time of passengers.	○	○	○
Minimize Number of Long-Waiting Passengers	When traffic demand is high, this control function minimizes the number of passengers waiting more than 60 seconds.	○	○	○
Minimize Energy Consumption	When there is little traffic, the number of floors the elevator moves to and the number of times the elevator stops can be minimized to reduce energy consumption as much as possible.	○	○	○
Overall Evaluation	The performance of the overall system is improved by evaluating all of the previously registered hall calls as well as the newly registered calls in terms of call allocation.	○	○	○
Multi-purpose Control	Optimal group control is available all the time since details such as waiting time of the basic control target, ratio of waiting passengers, and importance of energy consumption are determined automatically depending on traffic status, allowing flexible response to the traffic stream.	○	○	○

Operation Functions

Standard Feature ○ Optional Feature ★

Feature	Description	Applicable Item by Building Type		
		Office	Hotel	Multiplex Skyscraper
Rush Hour Service (Up)	During rush hour, elevators under group control will return to the base floor during heavy service. [Can be applied in case of HELMON(CRT)]	★	★	★
Rush Hour Service (Down)	To minimize the waiting time of passengers going down during rush hour, the down calls are allocated to the nearest elevators. [Can be applied in case of HELMON(CRT)]	★	★	★
Peak Traffic Control	Considering other floor services, elevators are allocated to the floors with peak traffic. [Can be applied in case of HELMON(CRT)]	★	★	★
Distributed Waiting Function	Idle elevators are distributed to other floors with higher demand.	○	○	○
Allocation in Priority	Elevators with calls for a certain floor are allocated to that floor as a priority.	○	○	○
Automatic by pass	A fully-loaded car will bypass hall calls in order to maintain maximum operating efficiency.	○	○	○
Automatic Separation of an out-of-order Elevator	An out-of-order elevator is separated from group control automatically to isolate its effect.	○	○	○
No Service for Certain Floors	Certain service floors are designated as closed, and elevators do not service such floors.	○	○	○
Group Control including Elevators for the Handicapped	Elevators for the handicapped are included in group control.	○	○	○
Cut Service	Certain elevators are cut out from group control and transferred to independent operation by the cut service hall button.	★	★	★
Service Reservation Indication	When you press the hall button, the Reserved for Service hall lantern turns on to indicate that the service is reserved.	★	★	★
Car Arrival Lantern	The lantern begins flashing 4 or 5 seconds prior to car arrival to alert passengers to the arriving elevator.	★	★	★

Services

Standard Feature ○ Optional Feature ★

Feature	Description	Applicable Item by Building Type		
		Office	Hotel	Multiplex Skyscraper
Independent Operation	Cars can be separated from group control and transferred to independent operation by car calls.	○	○	○
Programmable Door Timer	Timing can be set to automatic control of opening/closing of doors according to the call registered.	○	○	○
Repeating Door Operation	If the door cannot fully close, it will repeatedly open and close a specified number of times.	○	○	○
Door Reopen by Hall Button	If the hall button in the moving direction of the car is pressed when the door is closing, the door will reopen.	○	○	○
Parking	The car can be parked at a specified floor at night or on holidays.	○	○	○
Each Floor Stop	The car can be made to stop at each floor up to its arrival on a specified floor for the purpose of crime prevention during the night or on holidays.	○	○	○
Safety Shoe	If the door cannot fully close because of an object on the door track, it will repeatedly open and close until the object has been removed.	○	○	○
Cancel Reverse Direction Call	Car call registration in the reverse direction can be cancelled.	○	○	○
Anti-Nuisance	Determines the number of people in the car and compares that value to the number of car calls registered. If the number of calls exceeds the number of people in the car, the car call exceeding the number of passengers is not registered.	○	○	○
Car Call Cancel	When the registered car call button is pressed, the car call is cancelled.	○	○	○
Light, Fan Shut-Off	The light and fan in the car are automatically shut off if there is no call registered for a predetermined period of time.	○	○	○
Auxiliary Car Operating Panel	Even when the car is crowded, calls can be registered easily.	★	★	★
Multi-Beam Door Protection	The multi-beam sensor installed in the door senses any obstruction caught in the door, causing the door to reopen, or stay open before the door touches such obstruction.	★	★	★
Photo Eye Door Protection	If the safety ray from the beam sensor in the door is interrupted, the door reopens or stays open.	★	★	★
Voice Guidance System	A synthesized voice instructs passengers on current status, including floor number.	★	★	★
Touch Button	Hall or car calls can be registered only by touching.	★	★	★
Information Display System	Information display installed on each floor and/or inside the car shows traffic information and other necessary information.	★	★	★
EDS (Electronic Display System)	Inside or outside of the elevator or in the building lobby, an TFT-LCD (Thin Film Transistor-Liquid Crystal Display) or PDP (Plasma Display Panel) provides various information such as news, weather, transportation, financial news, music video, and commercials.	★	★	★
Reserving System for Target Floor	The purpose of registration is to automatically select the best service sequence of the elevator car within the system and the passenger does not need to click the car operating button in the car. It manages the elevator more effectively.	★	★	★
LCD Touch Screen	The elevator has an LCD touch screen that gives it a refined, modern style.	★	★	★

Supervisory Operation

Standard Feature ○ Optional Feature ★

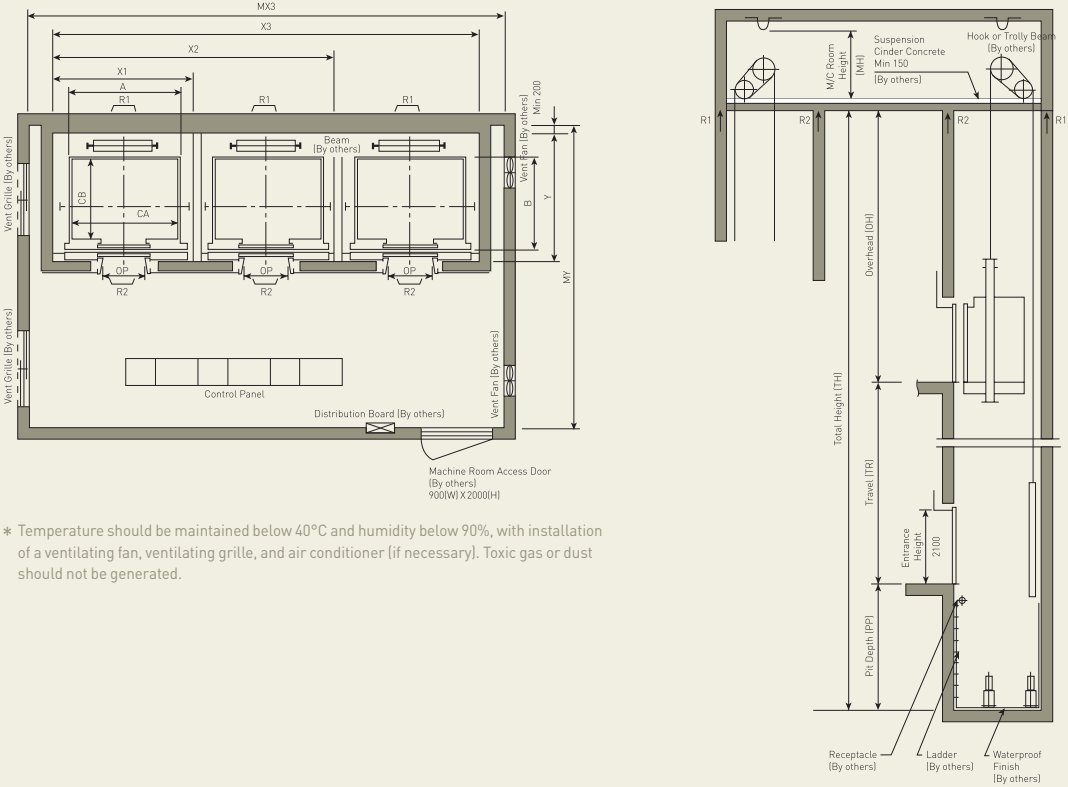
Feature	Description	Applicable Item by Building Type		
		Office	Hotel	Multiplex Skyscraper
Performance Monitoring	The operation and performance of the elevator can be monitored in the machine room.	★	★	★
Earthquake Service - S wave	When the seismic sensor detects an earthquake, all cars stop at the nearest floors to prevent damage.	★	★	★
Earthquake Service - P wave	When the seismic sensor detects a delicate tremor (P wave) before an earthquake (S wave) arrives, all cars stop at the nearest floors to prevent damage.	★	★	★
Fire Emergency Service	When a fire breaks out, all cars are immediately called to the specified rescue floor for service.	★	★	★
Firefighting Operation	Elevators can be used by key switches for firefighting. [Emergency Elevator]	★	★	★
Emergency Power	Service continues by automatically or manually selecting the number of cars powered by the building's emergency power source.	★	★	★
Computer Monitoring System (HELMON)	Monitors operation of all elevators in the building and within the apartment complex. (Floors not to be serviced by the cars can be specified.)	★	★	★
Remote Monitoring System (RMS)	Monitors operation of elevators with RMS remotely by telephone line and computer.	★	★	★

INSTALLATION LAYOUT PLAN & STANDARD DIMENSIONS

The hoistways of the i-XEL occupy a minimum of space. They are the result of joint research and design by Hyundai Elevator’s top engineers and designers. In addition to offering outstanding technologies, the hoistways have a high-class design, enabling building owners to use building space to maximum effect and passengers to enjoy a comfortable, beautiful space.



Plan of Hoistway & Machine Room (In-Line Arrangement of 3 Units) / Section of Hoistway



* Temperature should be maintained below 40°C and humidity below 90%, with installation of a ventilating fan, ventilating grille, and air conditioner (if necessary). Toxic gas or dust should not be generated.

Standard Dimensions & Reactions

(Unit : mm)

Speed (M/Min)	Persons/Capacity		Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction(Kg)	
				Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth		
	persons	[kg]	OP	CA x CB	A x B	x1	x2	x3	Y	MX1	MX2	MX3	MY	R1	R2
180	13	900	900	1600×1350	1700×1520	2300	4550	6900	2150	2800	5500	7900	4500	12030	6630
	15	1000	900	1600×1500	1700×1670	2300	4550	6900	2300	2800	5500	7900	4700	12810	6950
	17	1150	1000	1800×1500	1900×1670	2500	4950	7500	2350	3000	6100	8800	4700	13080	7130
			1100	2000×1350	2100×1520	2700	5350	8100	2200	3200	6250	9100	4500		
	20	1350	1000	1800×1700	1900×1870	2500	4950	7500	2550	3000	6100	8900	5000	14360	7650
			1100	2000×1500	2100×1670	2700	5350	8100	2350	3200	6250	9100	4700		
210 240	24	1600	1100	2000×1750	2100×1920	2700	5350	8100	2600	3200	6250	9100	5000	15090	8080
				2150×1600	2250×1770	2850	5650	8550	2450	3400	6500	9400	4900		
	15	1000	900	1600×1500	1700×1670		4600	6950	2350		5600	8200	4900	12810	7800
			1000	1800×1300	1900×1470		5000	7550	2150		5800	8400	4900		
	17	1150	1000	1800×1500	1900×1670		5000	7550	2350		6100	8900	4900	14100	8000
			1100	2000×1350	2100×1520		5400	8150	2200		6200	9000	4900		
	20	1350	1000	1800×1700	1900×1870		5000	7550	2550		6100	8800	5000	15100	8050
			1100	2000×1500	2100×1670		5400	8150	2350		6200	9000	5000		
	24	1600	1100	2000×1750	2100×1920		5400	8150	2600		6400	9000	5000	15700	8100
				2150×1600	2250×1770		5700	8650	2450		6500	9400	5000		

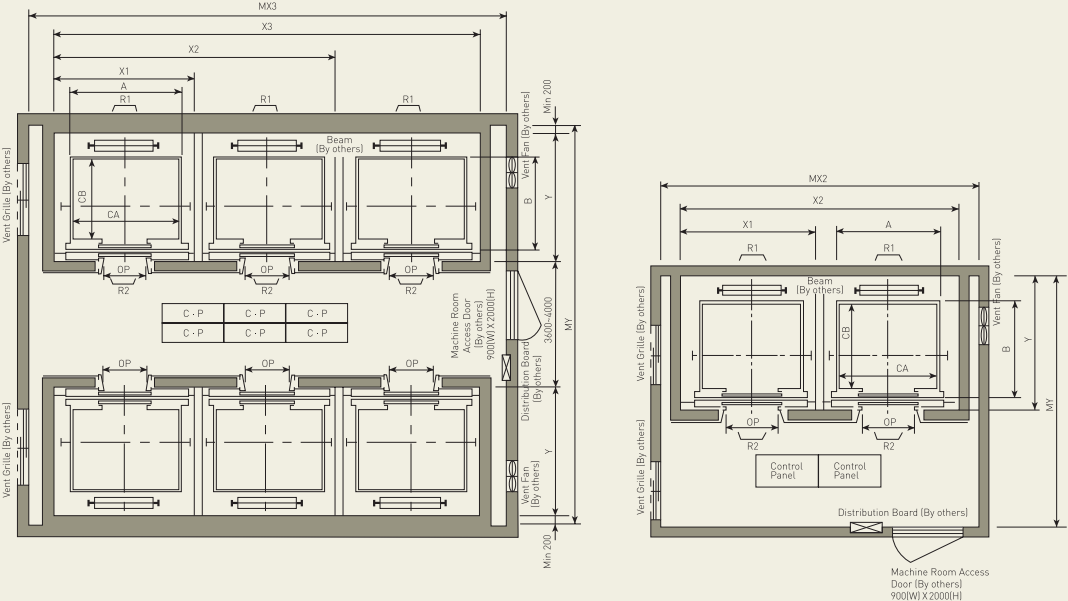
- * 1. The minimum hoistway dimensions are shown in the above table. Some allowances should be made in consideration of the sloping of the hoistways.
- 2. The above dimensions assume use of cars with center opening doors. Consult Hyundai for dimensions with side opening doors.
- 3. For elevators with capacity of more than 1800kg consult Hyundai.
- 4. When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
- 5. The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (EN81=75kg/person)

(Unit : mm)

Speed (M/Min)	Overhead (OH)	Top Clearance (TC)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
180	6000	2300	2700	2500
210	6400	2700	3200	2800
240	7100	3350	3850	2800

- * 1. The above table shows minimum figures. Therefore, some allowances should be made considering errors that may occur during construction.
- 2. Above dimensions are applied in case car height is 2800 mm. In case car height is over 2800 mm, overhead should be applied above dimension plus additional height.

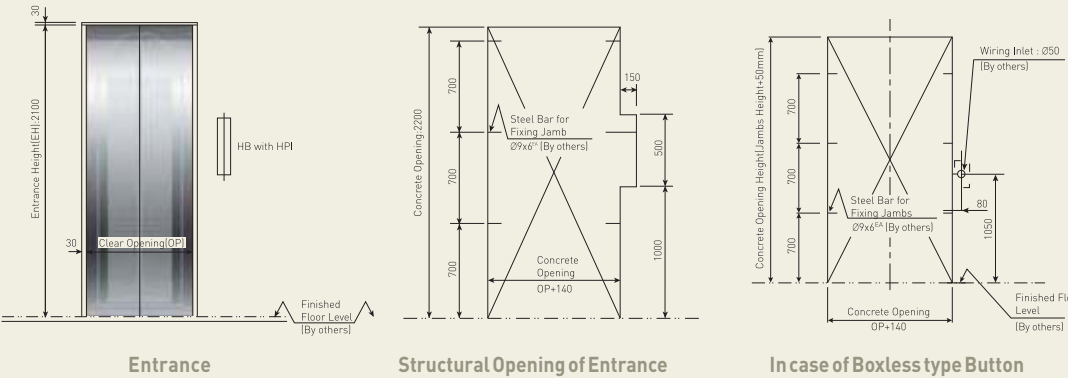
Face-to-Face Arrangement



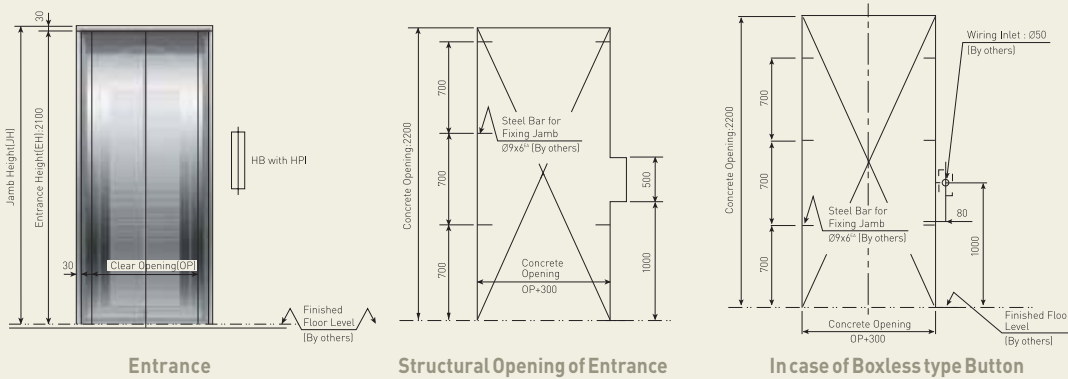
TYPICAL ENTRANCE LAYOUTS

(Unit : mm)

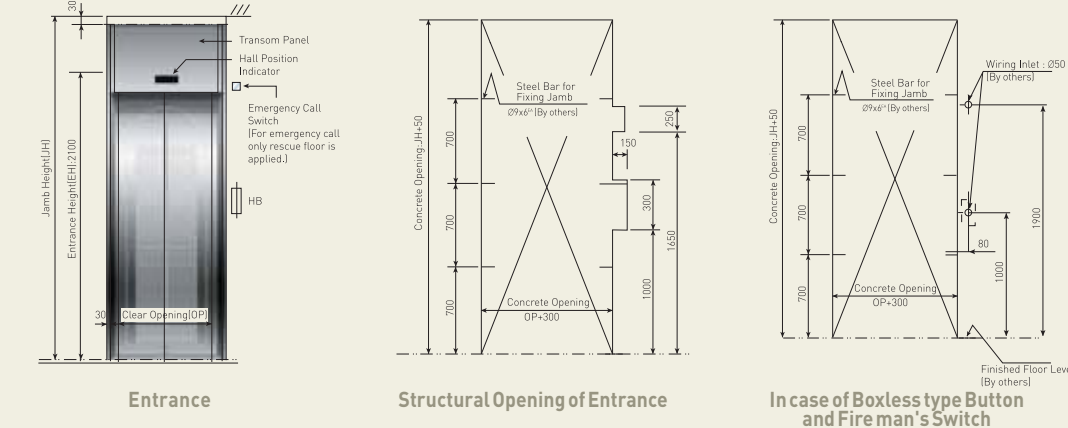
JP050 Type (Standard)



JP100 Type (Optional)



JP200 Type (Optional)



WORK TO BE DONE BY OTHER CONTRACTORS

(CONDITIONS FOR ESTIMATE)

The following works are not included in the elevator contract, and shall be done by other contractors in accordance with Hyundai Elevator's drawings and the applicable codes and regulations.

Building Work

- **Hoistway**
 1. Clear, plumb hoistway with fire resistant hatch walls as required by the applicable code. (Rule 100.1a)
 2. 75° bevel guards on all projections, recesses, or setbacks over 50mm except on side used for loading or unloading. (Rule 100.6)
 3. Venting of the hoistway as required by the applicable code or responsible authority. (Rule 100.4)
 4. Supports for rail brackets at each floor, roof, and machine room. (Rule 200.9) Maximum allowable vertical spacing of rail supports without backing. (Rule 200.4 and 301.1)
 5. Dividers beams 100mm between hoistway at each floor and roof, for guide rail bracket supports. (Rule 200.4, 200.9 and 301.1)
 6. Recesses supports and patching as required to accommodate hall button boxes, signal fixtures, etc.
 7. All barricades either outside elevator hoistways or between inside hoistways as required.
 8. Dry pit reinforced to sustain normal vertical forces from rails and buffers. (Rule 106.1b and 109) Consult Hyundai Elevator Company for rail forces and buffer impacts. Where there is space below the pit floor that can be occupied, consult Hyundai Elevator Company for special requirements. (Rule 300.4) Cylinder hole, casings under the pit as required, and backfilling around the cylinder casings when direct plunger type is to be installed.
 9. Where access to the pit is by means of the lowest hoistway entrance, vertical iron ladder extending 1060mm minimum above sill of access door. (Rule 106.1d)
 10. Entrance walls and finished floor are not to be constructed until after door frames and sills are in place. Door frames are to be anchored to walls and properly grouted in place to maintain legal fire rating.
 11. For application as indoor or outdoor observation elevator, a glass enclosure of at least 3.6m in height at the bottom landing is recommended for safety. For use as an outdoor observation elevator, a full-height glass enclosure is required.

- **Machine Room**
 1. Enclosed and protected machine room. (Rule 101.1)
 2. Access to the machine room and machinery space as required by the applicable code or responsible authority. (Rule 101.3)
 3. Reinforced concrete machine room floor slab or grating, as specified, which must not be placed over the hoistway until elevator machinery is set in position. (Rule 100.3 for Traction Elevator)
 4. Clear access above ceiling or trench in floor, for oil line and wiring duct from machine room, if machine room is remote from elevator hoistway. (For Hydraulic Elevator)
 5. Cutout through machine room wall, for oil line and wiring duct as required by Hyundai Elevator's shop drawings. (For Hydraulic Elevator)
 6. Hoisting beams, trap doors, and other means of access to machine room for maintenance and equipment removal purposes. (Rule 101.3d)
 7. Cable guards in the machine room or secondary level. (Rule 104.1)
 8. Supports for machine and sheave beams and reactions including wall pockets and patching after beams are set in place. (Rule 105.1 to 105.5)

Electrical Work

- **Hoistway**
 1. Light outlet for each elevator, in center of hoistway (or in machine room) as indicated by Hyundai Elevator Company.
 2. Convenience outlet and light fixture in pit with switch located adjacent to the access door. (Rule 106.1e)
 3. Wiring and piping work of emergency bell, interphone, etc. outside the hoistway and the machine room.
- **Machine Room**
 4. Lighting, convenience outlets, ventilation, heating of machine room, and machinery space. (Rule 101.5)
 5. Temperature should be maintained below 40°C by a ventilating fan and/or air conditioner, if necessary, and humidity below 90%.
 6. A fused disconnect switch or circuit breaker for each elevator and light switch located per the applicable code and where practicable located adjacent to the door of the machine room. (Rule 210.5 and 306.7)
 7. Feeder and branch wiring to the controller, including main-line switch and convenience outlets.
 8. Suitable power feeder and branch wiring circuits as required for elevators with power-operated doors, including disconnect switch or circuit breaker.
- **Emergency Provisions**
 9. Elevator fireman's and other emergency services wiring and interconnections to automatic sprinkler systems or heat and smoke sensing devices furnished by others and installed to terminal points on the elevator controllers.
 10. When emergency power operation of elevators is required, the electrical contractor should coordinate with Hyundai Elevator Company or local distributor for operation requirements.
 11. Elevator fireman's and other emergency service requirements may differ from each country. Consult Hyundai Elevator Company or local distributor for other local requirements.
 12. When provisions for earthquake protection are required, consult Hyundai Elevator Company for special requirements.

HEAT EMISSION OF MACHINE ROOM

$Q(kcal/H) = W \times V \times F \times N$
W: Capacity (kg)
V: Speed
F: Factor
N: Number of cars
F: 1/40-VWF

Electric Power Requirements (By others)

(50/60Hz, 380V)

Persons	Capacity (kg)	Speed (m/min)	Motor (kW)	C.B.Rated Current(A)			Transformer Capacity(kVA)			Power Feeder(mm²)			Earth Wire(mm²)		
				1Car	2Cars	3Cars	1Car	2Cars	3Cars	1Car	2Cars	3Cars	1Car	2Cars	3Cars
13	900	180	16.6	50	100	150	18	33	47	10	25	50	6	16	35
		180	18.4	60	100	150	20	37	52	10	25	50	6	16	35
15	1000	210	23.0	75	125	175	26	46	65	16	35	50	10	25	35
		240	26.0	100	150	200	29	52	74	25	50	70	16	35	50
17	1150	180	21.2	75	125	175	24	42	60	16	35	50	10	25	35
		210	25.0	75	150	200	28	50	71	16	50	70	10	35	50
20	1350	240	30.0	100	175	225	33	60	85	25	50	70	16	35	50
		180	25.0	75	150	200	28	50	71	16	50	70	10	35	50
24	1600	210	30.0	100	175	225	33	60	85	25	50	70	16	35	50
		240	35.0	125	200	300	39	70	99	35	70	120	25	50	95
		180	30.0	100	175	225	33	60	85	25	50	70	16	35	50
		210	35.0	125	200	300	39	70	99	35	70	120	25	50	95
		240	40.0	125	225	300	44	80	113	35	70	120	25	50	95

- * 1. The above power sizes are for lengths of electric wire up to 50 meters from the elevator machine room to the transformer.
For lengths of 50 meters or more, the following formula should be applied :
Power feeder size (mm²)= $\frac{\text{Power feeder length(m)}}{50} \times \text{size in the above (mm²)}$

Number of elevator(N)	1	2	3	4	5
Diversity factor	1.00	0.91	0.85	0.80	0.76

2. Above power feeder sizes are for copper wires inside electro-metallic tubing.
3. It is recommended a larger diameter earth wire be used.
4. For installing several elevators, apply the following formula.
Transformer Capacity (kVA) = Number of elevator X Diversity factor
5. For AC-Geared elevators, consult Hyundai Elevator.
6. Consult Hyundai if you need electric power requirements for 220V.



HEAD OFFICE & FACTORY 2091, Gyeongchungdero, Bubal-eup, Icheon-si, Gyeonggi-do, 467-734, Korea
tel 82_2_3670_0715/0667 fax 82_2_3672_8763~4 www.hyundaelevator.co.kr

SEOUL OFFICE (INT'L SALES DIV.) 9F, East Bldg., Hyundai Group Bldg., 194, Youlgok-ro, jongno-gu, Seoul, 110-754, Korea
tel 82_2_3670_0715/0667 fax 82_2_3672_8763~4

INTERNATIONAL SALES & SERVICE NETWORK

AFRICA

ALGERIA
Tel : 213-21-27-62-45
E-mail : xetec.sarl@gmail.com

EGYPT
Tel : 20-1-066628331
E-mail : overseas@iet-hyundaelevator.com

ETHIOPIA
Tel : 251-911-851313
E-mail : ieethiopia1@gmail.com

KENYA
Tel : 254-722-667984
E-mail : lyall@skytechelevators.com

LIBYA
Tel : 218-91-735-0745
E-mail : info@lec_hyundaelevator.com

NIGERIA
Tel : 234-803-7352222
E-mail : nicolas@orionelevators.com

SUDAN
Tel : 249-183-230-384
E-mail : gais_khaled@yahoo.com

TUNISIA
Tel : 216-71-886-980
E-mail : ideal.commercial@gnet.tn

ASIA

CAMBODIA
Tel : 855-90-216-490
E-mail : khleea7@gmail.com

CHINA [Head Office[Factory]]
Tel : 86-21-6485-8600
E-mail : 2017407@hdel.co.kr

HONG KONG
Tel : 86-755-2585-5903
E-mail : hyundaisz@naver.com

INDIA
Tel : 91-20-3250-2190
E-mail : mmotwani@kcl.kineticindia.com

INDONESIA
Tel : 62-21-631-8444
E-mail : helindo@dnnet.net.id

JAPAN
Tel : 81-3-3436-5117
E-mail : kodaund@daiko-s.co.jp

MALAYSIA
Tel : 603-6733-2999
E-mail : brian.lee@hem.com.my

MONGOLIA
Tel : 976-11-7015-3333
E-mail : ch-highig@yahoo.com

MYANMAR
Tel : 09-400-444598
E-mail : info@integral-ltd.com

PHILIPPINES
Tel : 632-716-0905
E-mail : hyco@pltdsl.net

SRILANKA
Tel : 94-11-2629208
E-mail : rienzie@abansgroup.com

THAILAND
Tel : 660-2348-8047
E-mail : kritchawachb@oxley.co.th

VIETNAM
Tel : 84-4-6282-2978
E-mail : sbpark@hdel.co.kr

EUROPE & CIS

ARMENIA
Tel : 971-4-440-49-27
E-mail : natalya@fd-jcb.am

AZERBAIJAN
Tel : 994-12-555-1744-46
E-mail : office@astexnika.com

KAZAKHSTAN
Tel : 7-717-253-8072
E-mail : dmitriy@hdel.kz

KYRGYZSTAN
Tel : 996-312-474205
E-mail : a918882@hotmail.com

MAKEDONIA
Tel : 90-216-488-8000
E-mail : hakan.ek@hmf.com.tr

POLAND
Tel : 48-61-820-8551
E-mail : mailto:maciej.dziurkiewicz@omilifts.com

RUSSIA [Moscow]
Tel : 7-495-514-00-32
E-mail : mastersverlift@gmail.com

[Vladi]
Tel : 7-423-222-98-73
E-mail : Kirienkoboris@hotmail.com

TURKEY
Tel : 90-216-488-8000
E-mail : hakan.ek@hmf.com.tr

TURKMENISTAN
Tel : 993-12-2287-93
E-mail : doganlarhk@hotmail.com

MIDDLE EAST

BAHRAIN
Tel : 973-17702468
E-mail : elevators@nassgroup.com

IRAN
Tel : 98-21-8869-8727-36
E-mail : jafari_hyundai@yahoo.com

IRAQ
Tel : 964-7901336498
E-mail : arjoon_co@yahoo.com

ISRAEL
Tel : 972-3-9630000
E-mail : elib@ledico.com

JORDAN
Tel : 962-79-5526-713
E-mail : m_bseiso@orange.jo

KUWAIT
Tel : 965-22-457-925
E-mail : info@deal-trade.com

OMAN
Tel : 968-9286-4334
E-mail : helcomct@gmail.com

PAKISTAN
Tel : 92-21-34320601-5
E-mail : iitcpk@gmail.com

QATAR
Tel : 974-436-6689
E-mail : hmqtar@yahoo.com

SAUDI ARABIA
Tel : 966-12-6683555
E-mail : yaldram@nsc-ksa.com

SYRIA
Tel : 963-933-234134
E-mail : terzian@scs-net.org

UAE
Tel : 971-4-294-4475
E-mail : dubai@bhnoe-hyundai.com

YEMEN
Tel : 967-1-450556
E-mail : waha62@hotmail.com

NORTH/SOUTH AMERICA

ARGENTINA
Tel : 5411-3220-2878
E-mail : ogueta@skylift.com.ar

BRAZIL [Head office[Factory]]
Tel : 55-11-9922-61579
E-mail : jhjean@hdel.co.kr
[Wollik]
Tel : 55-81-3271-6273
E-mail : roberto@hyundaiwollik.com.br

CHILE
Tel : 56-2-2635-3394
E-mail : lcid@cyce.cl

COLOMBIA
Tel : 57-4-444-9297
E-mail : sgiraldo@solucionesverticales.com.co

CUBA
Tel : 537-699-3412
E-mail : habanajdkim@gmail.com

DOMINICAN REPUBLIC
Tel : 809-566-7474
E-mail : cesar@eleva.com.do

ECUADOR
Tel : 593-2254-2831
E-mail : ascensorhyundai@yahoo.com

GUATEMALA
Tel : 502-2388-0000
E-mail : cd.elevatec@grupomisol.com

MEXICO
Tel : 52-55-5379-7418
E-mail : yurich@insertechmx.com

PANAMA
Tel : 507-230-3166
E-mail : asucre@elevadoresdelistmo.com

PERU
Tel : 51-1-436-1028
E-mail : yhjo7777@gmail.com

VENEZUELA
Tel : 58-212-232-8263
E-mail : ojsimon@gmail.com



Elevate
your thinking
with hyundai elevator

İ·XEL, a high-class, high-speed elevator that is suitable for a cutting-edge building. Distinctive, highly-reliable technologies ensure top satisfaction for architects, builders, owners, as well as users. Now is the time to enjoy the benefits offered by Hyundai Elevator's İ·XEL.

VSL STRAND POST-TENSIONING SYSTEMS



VSL – A REPUTATION FOR EXCELLENCE SINCE 1956

This technical brochure, 'VSL Strand Post-Tensioning Systems', gives an overview of the available post-tensioning systems and their fields of application and provides guidance to practising engineers in the design of post-tensioned structures using VSL post-tensioning systems. The current VSL post-tensioning systems are the result of more than 50 years of experience and continuous research and development. The information published in this brochure is subject to changes without notice.

VSL's leadership in post-tensioning

VSL is a recognised leader in the field of special construction methods. Well-proven technical systems and sound in-house engineering are the basis of the group's acknowledged reputation for innovative conceptual designs and engineering solutions that provide reliability, quality, safety and efficiency.

VSL has designed, manufactured and installed durable, state-of-the-art post-tensioning systems for over 50 years. The VSL post-tensioning systems comply with international standards and approval guidelines for use on both new and existing structures.

VSL's values

- Respect for people
- Exemplary performance
- Reliability and transparency
- Creativity and innovation
- Global company culture



VSL - HISTORY OF THE GROUP

- 1956** - First use of VSL wire post-tensioning system
- 1966** - Introduction of the VSL Multistrand post-tensioning system, which can be stressed with centre hole jacks
- 1985** - World's first electrically isolated Ground anchors installed by VSL (Stadelhofen Railway Station, Zürich, Switzerland)
- 1988** - Development of the VSL PT-PLUS® duct system
- 1990** - VSL is acquired and integrated into Bouygues Construction, a subsidiary of the Bouygues Group, one of the world's leaders in the building, civils work and maintenance sectors
- 1993** - Integration of the Spanish company CTT Stronghold S.A. into the VSL Group
- 2008** - Foundation of the VSL Academy, the world's first post-tensioning training centre
- 2009** - World premiere of the combined use of prefabricated segment construction together with electrically isolated post-tensioning tendons, carried out by VSL at the Lect Viaduct, Geneva, Switzerland
- 2013** - Introduction of the new VSlab system

The VSL culture

VSL's aim is always to offer not only the best post-tensioning solutions but also innovative construction techniques, designed to increase site safety, save time, improve durability and reduce costs.

VSL likes to work in partnership with clients right from the conceptual stage and is always keen for our design and methods engineers to work closely with their estimating teams during the tender stage.

The group's main strength is the quality of its highly experienced, multicultural staff. VSL's technical sales personnel are dedicated to listening to - and understanding - our clients' needs and preparing customised solutions for their projects.

VSL's ultimate goal is to deliver the best quality of service to our clients, including best-quality construction techniques, backed by our experience and the expertise of well-trained specialists in design, methods and construction.

VSL attracts the most talented and motivated people, all with one goal: to be your most valued construction partner.

VSL – guided by a strong QSE culture

VSL's leading position is based on a rigorous and committed quality culture. Adherence to our QSE (quality, safety, environment) policy is VSL's first priority. Local teams ensure co-ordination of actions, encourage sharing of experience and promote best practice, with the aim of continuously improving performance. In VSL's culture, employees are vitally important to the competitiveness and prosperity of the company.

VSL's company management system is certified to the following QSE standards:

- ISO 9001: Quality management
- ISO 14001: Environmental management
- OHSAS 18001: Health and safety management



Hodariyat Bridge, Abu Dhabi - 2009

KEY BENEFITS OF POST-TENSIONING

Some of the recognised advantages of post-tensioning are:

- **Flexibility in design** – post-tensioning allows greater flexibility in the design and fulfilment of demanding architectural requirements. Longer spans of floors create large spaces in buildings and offer significant flexibility and comfort to users.
- **Shorter construction periods** – post-tensioning enables fast cycle times for formwork and a reduced need for back-propping because of the load balancing produced by the tendons.
- **Durability** – the implementation of post-tensioning leads to increased crack control and delivers long-term durability of a structure.
- **Reduced environmental impact due to a reduction in construction materials**
Post-tensioning allows structural members to be more slender and brings reductions in the quantities of concrete and reinforcing steel required for the superstructure and the substructure. Using fewer construction materials creates fewer carbon emissions, reducing the carbon footprint of the structure.
- **Economy** – the shorter construction periods together with a reduction in construction materials optimise the construction costs, while the increased durability has a beneficial effect on the whole-life costs.



Mülhmann Sports Centre, Switzerland - 2009



Adnec Tower Abu Dhabi, U.A.E - 2009

VSL – PROVIDING STATE-OF-THE-ART POST-TENSIONING SYSTEMS

The combination of certified state-of-the-art post-tensioning systems and highly qualified staff, associated with a strong R&D culture and specialised engineering support, provides the basis for VSL's position as innovative market leader.

TRAINING: AT THE HEART OF STRONG PERFORMANCE

VSL Academy – world's first post-tensioning academy

In 2008, VSL launched the VSL Academy, an innovation in the field of post-tensioning. The aim of the VSL Academy is to strengthen the company culture and to develop knowledge-sharing by formalising and standardising the training of all post-tensioning foremen, supervisors and site engineers.



The VSL Academy provides a unique facility and resource within VSL, with hands-on practical training on post-tensioning mock-ups designed to cover all operational procedures and to train our personnel in the skills and techniques required to perform work to the highest standards specified today. In addition, it harmonises working procedures and enhances knowledge.



The VSL Academy Certification Scheme

- Stage 1 is training in post-tensioning basics and fundamentals and brings participants to foreman level.
- Stage 2 goes into problem-solving and certifies people to supervisor level and site manager level.

On-site training

Senior staff members are in charge of teaching VSL techniques to the workforce. A well-trained and certified staff is VSL's most valuable asset in providing the best-possible service to clients.

INTERNATIONAL POST-TENSIONING CERTIFICATION

Post-tensioning systems for use in the European Community are required to have European Technical Approval (ETA), which is based on a set of defined testing procedures that must be fulfilled. Once the post-tensioning systems are put on the market, they are subjected to factory production control as well as independent and continuous monitoring. Post-tensioning systems must be installed by trained post-tensioning specialist companies, ensuring a professional installation that conforms to the system's requirements.

Typical testing provisions

ETAG 013 - 'Guideline for European Technical Approval of Post-Tensioning Kits for Prestressing of Structures' - details the full-scale tests the post-tensioning system has to undergo. The basic testing provisions include the following:

- **Static tensile tests** for each anchorage and coupler type
- **Fatigue tests** for each anchorage and coupler type
- **Load transfer tests** for each anchorage type and concrete strength

Additional mandatory tests are described in ETAG 013, such as assembly and grouting tests as well as a whole range of tests for special applications, including saddle tests for external post-tensioning and cryogenic conditions.

Factory production under controlled conditions

ETAG 013 specifies the minimum production control frequencies that have to be implemented. The complete factory production process, including compliance with these requirements, is fully audited by the Approved/Notified body and any non-conformity must be resolved prior to certification. The timings of the checks are as follows:

- the ETA holder and the manufacturer are audited every year
- each component manufacturer is audited during the five-year validity of the ETA
- kit components are selected on site annually for independent testing and checking of their properties

These provisions guarantee proper quality and compliance of the system components delivered to site.

ETA allows a construction product with an associated attestation of conformity to be placed on the market with a **CE mark**. This is a European conformity mark and a manufacturer's declaration demonstrating that the product meets the requirements of the applicable directives.



An international passport ensuring the highest standards

The CE marking and the European Technical Approval create an international passport for post-tensioning systems. CE-marked post-tensioning systems installed by certified, professional specialist post-tensioning companies provide the highest level of quality. This gives assurance to the owners of the structures in which the post-tensioning is used that only high-quality and state-of-the-art products are being installed and that the required level of safety is being met.



R&D: THE KEY TO QUALITY AND DURABILITY

Research and development activity is VSL's driving force. The issues of QSE and sustainability have long been priorities, together with the efficiency of construction methods and site works. In the case of post-tensioning products and services, it is also important to focus on durability, monitoring and inspection as well as competence in design and methods.

The key issue of durability is reflected in the conception, the working procedures and the design of VSL's post-tensioning systems. Among other factors, durability is principally achieved by:

High quality standards

The combination of internationally certified state-of-the-art post-tensioning systems and qualified staff for installation ensures the high quality standard of the VSL post-tensioning systems.

Proven system components

The VSL post-tensioning systems feature the VSL PT-PLUS® duct system, which provides a leak-tight encapsulation of the tendon and increased fatigue resistance.

The implementation of VSL's electrically isolated tendons (EIT) allows monitoring of the corrosion-protective encapsulation. The same principle had its initial success with another VSL world-first, the use of electrically isolated ground anchors in 1985.

Sustainable construction

The enhanced durability of VSL post-tensioning systems contributes to the sustainable construction of buildings and bridges.

Optimisation of the structure by implementing VSL's post-tensioning systems reduces the volume of materials required – both concrete and passive reinforcement – and in consequence leads to a reduction in the carbon footprint of the structure.

ENGINEERING SUPPORT

The VSL Network – a global team of experts

With offices throughout the world, VSL offers a comprehensive and global range of professional, high-quality services for all kinds of projects, from feasibility studies and preliminary designs to alternative proposals, contractor consultancy services and permanent works design. All are aimed at finding the best possible solutions with the best value for money. VSL always seeks to provide fully customised approaches adapted to each client's requirements.

Its worldwide network allows VSL to offer a high degree of expertise and flexibility, working in a spirit of co-operation to identify the most appropriate solutions. VSL's goal is to be the first-choice partner for owners, engineers and contractors.

Each project presents unique challenges and, in recognition of this, members of VSL's technical staff work with contractors, owners and engineers to evaluate schemes and determine optimal solutions.

VSL's Technical Centres in Asia (Singapore, Bangkok, Chennai) and Europe (Switzerland and Spain) provide support for the group around the world. Customers benefit greatly from the continuing development of VSL's special construction methods and from the exchange of information that takes place across the whole VSL Network.

VSL experts provide strong support and participation in the industry, in professional organisations and on committees such as those of *fib* (*fédération internationale du béton*) and PTI (Post-Tensioning Institute). In addition, VSL is involved in the preparation of new standards, guidelines and recommendations.

RESEARCH AND DEVELOPMENT HIGHLIGHTS

VSL PT-PLUS® duct segmental coupler

The VSL PT-PLUS® duct segmental coupler was developed in 2007 and is used for internal prestressing in match-cast precast segmental structures to optimise the encapsulation at segment joints. It consists of a face seal ring that is compressed during the joining of segments against well-defined bearing surfaces on both segments.

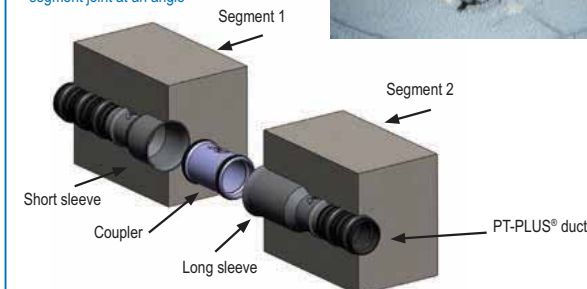
The VSL PT-PLUS® duct segmental coupler has the following design features:

- complete encapsulation of the post-tensioning tendons across segment joints
- enables implementation of electrically isolated tendons in precast segmental structures
- compact and similar in size to standard ducting
- can be used when tendons cross the segment joint at an angle

Testing for cryogenic applications

The construction of tanks for LNG and LPG (liquefied natural and petroleum gas) requires cryogenic testing of the post-tensioning tendons. During these tests, strands and anchorages are subjected to temperatures down to -196°C and are tested in accordance with ETAG 013 or other international standards.

Through its long experience and proven technology, VSL is in a position to supply post-tensioning systems for use on any LNG or LPG project worldwide.



DURABILITY OF POST-TENSIONING TENDONS

The importance of the design concept

The durability of post-tensioned tendons naturally depends on the durability of the materials used such as the surrounding concrete, prestressing steels, anchorages, ducts and filling materials (e.g. cement grout) and the installation of these materials. But there are design concept specifics that are also of major importance: in particular the post-tensioning layout, the layers of protection such as the concrete cover and the selection of materials in relation to the aggressive nature of the environment.

Decisions regarding the design concept, made during the conceptual design stage, have the largest influence on the durability of post-tensioned tendons. VSL is well qualified to assist engineers when protection strategies and measures are being evaluated and chosen.

Protection levels of tendons

The fib (fédération internationale du béton / International Federation for Structural Concrete) Bulletin 33 defines three different protection levels (PL) for post-tensioning tendons:

- PL 1:** "a duct with a filling material providing durable corrosion protection"
PL 1 is the standard protection level for internal tendons, where the tendon is placed in a corrugated steel duct and protected with VSL-HPI grout.
- PL 2:** "PL 1 plus an envelope, enclosing the tensile element bundle over its full length and providing a permanent leak-tight barrier"
For internal tendons, PL 2 is an enhanced protection level, using VSL PT-PLUS® ducts, which provide a leak-tight encapsulation of the tendon - which is further protected with VSL-HPI grout. This is the standard configuration for replaceable external tendons, since they lack the additional corrosion barrier of surrounding concrete that internal tendons have.
VSL unbonded monostrand tendons feature PL2, as they provide a strand with sheathing (HDPE) and a filling material (grease) as well as encapsulation of the anchorage zone.
- PL 3:** "PL 2 plus the integrity of the tendon or encapsulation to be monitored at any time"
PL 3 is the protection level that allows monitoring of the integrity of the encapsulation. The VSL Electrical Isolated Tendon (EIT) system together with VSL PT-PLUS® ducts and VSL-HPI grout are a well-proven solution that provides an elevated protection level, PL 3, and also includes protection against stray-current corrosion.

Protection ¹⁾ level		Type of duct			Filling material	Leak-tight barrier	Monitoring - electrically isolated
		Corrugated steel duct	PT-PLUS® duct	PE pipe ²⁾			
	PL 1	✓	(✓) ³⁾		✓		
	PL 2		✓	✓	✓	✓	
	PL 3		✓	✓	✓	✓	✓

Notes:

- for all three protection levels the integrity of the filling material is the key factor for ensuring durability
- only for external tendons
- The PT-PLUS® duct may be used for protection level PL 1, thanks to its reduced friction coefficient μ and its enhanced fatigue resistance

Choosing the appropriate protection level

Resistance against the aggressive nature of the environment and the particular exposure conditions of the structural element results from a combination of the protection level (PL) provided to the post-tensioning tendons and the protection layers provided to the structure. In consequence, the PL of the post-tensioning tendons has to be selected based on assessment of these factors.

		Structural protection layers			
		High	Medium	Low	
Aggressivity / Exposure	High				PL3
	Medium				PL2
	Low				PL1

Evaluation of the aggressive nature of the environment and the exposure can be carried out by referring to Table 1.3 of fib Bulletin 33 and to EN 206-1 'Concrete – Part 1: Specification, performance, production and conformity'. This defines the classification of the principal environment to which concrete structures are exposed and how corrosive the environment is.

The level of the structural protection layer is evaluated as a function of the concrete quality and cover, the provision of waterproofing and drainage systems, the tendon layout and access for inspection and maintenance, among other factors. See fib Bulletin 33.

THE VSL STRAND POST-TENSIONING SYSTEMS - SOLUTIONS FOR ANY APPLICATION

VSL post-tensioning technology includes several systems that are specifically designed for different applications and different requirements. The following table gives an overview of the systems and their main fields of application, which are further expanded in this brochure.

The choice of a suitable system can be made by considering the following criteria:

1. Type of structural element

The depth of the structural element influences the type of system to be used:

- multistrand tendons are generally used for structural elements with **medium to large** depths (e.g. bridges or beams)
- slab tendons with flat ducts are generally used for **thin** structural elements (e.g. slabs)

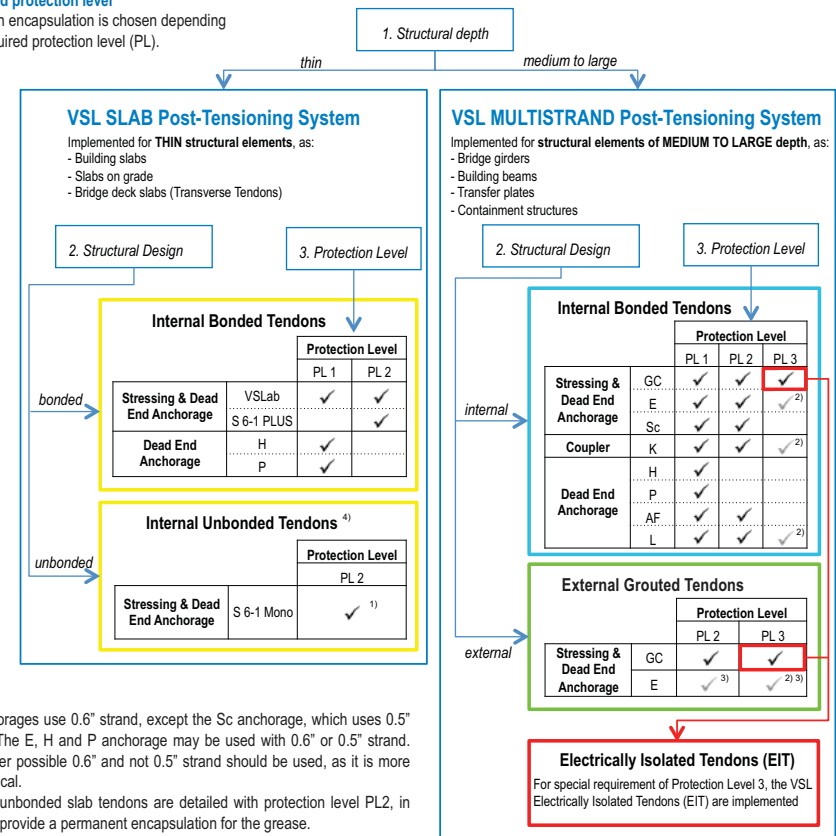
2. Structural design

Taking account of structural design requirements,

- an internal or external post-tensioning system - or a combination of both - is adopted for multistrand tendons
- for slab tendons, a bonded or unbonded post-tensioning system may be chosen

3. Required protection level

The tendon encapsulation is chosen depending on the required protection level (PL).



Notes:

* all anchorages use 0.6" strand, except the Sc anchorage, which uses 0.5" strand. The E, H and P anchorage may be used with 0.6" or 0.5" strand. Whenever possible 0.6" and not 0.5" strand should be used, as it is more economical.

- Internal unbonded slab tendons are detailed with protection level PL2, in order to provide a permanent encapsulation for the grease.
- For special applications, E, H and P anchorage are available with protection level PL 3.
- For strengthening works and special applications, the VSL E anchorage may be used for external tendons.
- Specific consideration needs to be given to structural redundancy when using internal unbonded tendons for the prestressing of slabs. Fire may result in localised loss of the tendon's cross-section, or future modifications/additions to the slabs may interfere with the tendons.

VSL BONDED AND UNBONDED SLAB POST-TENSIONING SYSTEM

VSL MONOSTRAND UNBONDED SLAB POST-TENSIONING SYSTEM

The VSL Monostrand unbonded slab post-tensioning system uses 0.6" strands, which are given a coating of permanent corrosion-preventing grease and are enclosed in extruded plastic sheathing. The grease and plastic provide double corrosion protection, and prevent any bonding between the strands and the surrounding concrete. The monostrands are installed either singly or in bundles of up to four strands, assembled in a row next to each other. Each strand is individually anchored, stressed and locked-off.



Greased and sheathed strand
Unbonded slab tendons use a 0.6" with extruded HDPE sheathing and a filling material (grease).



Live (stressing) anchorages
(also used as dead-end anchorages)

- S 6-1 Mono**
- Anchorage for single strand
 - For unbonded tendons
 - Anchor body of cast iron
 - Unit: 6-1



VSL BONDED SLAB POST-TENSIONING SYSTEM

The VSL bonded post-tensioning slab system has been used in many prestigious buildings, bridges and other structures. The system uses up to five 0.6" strands contained in flat-shaped ducting and anchored in a single anchorage. Strands are individually stressed and locked-off. After stressing, the duct is filled with a cement grout that fully bonds the strands to the surrounding concrete.



Live (stressing) anchorages
(also used as dead-end anchorages)

- VSLab series:**
- Standard stressing anchorage for slab tendons
 - Single anchor in cast iron and a plastic trumpet
 - Used for bonded tendons
 - Unit: 6-2 to 6-5
- S 6-1 PLUS:**
- Standard stressing anchorage for slab tendons
 - Anchor body in cast iron and a plastic trumpet
 - Used for bonded tendons
 - Unit: 6-1

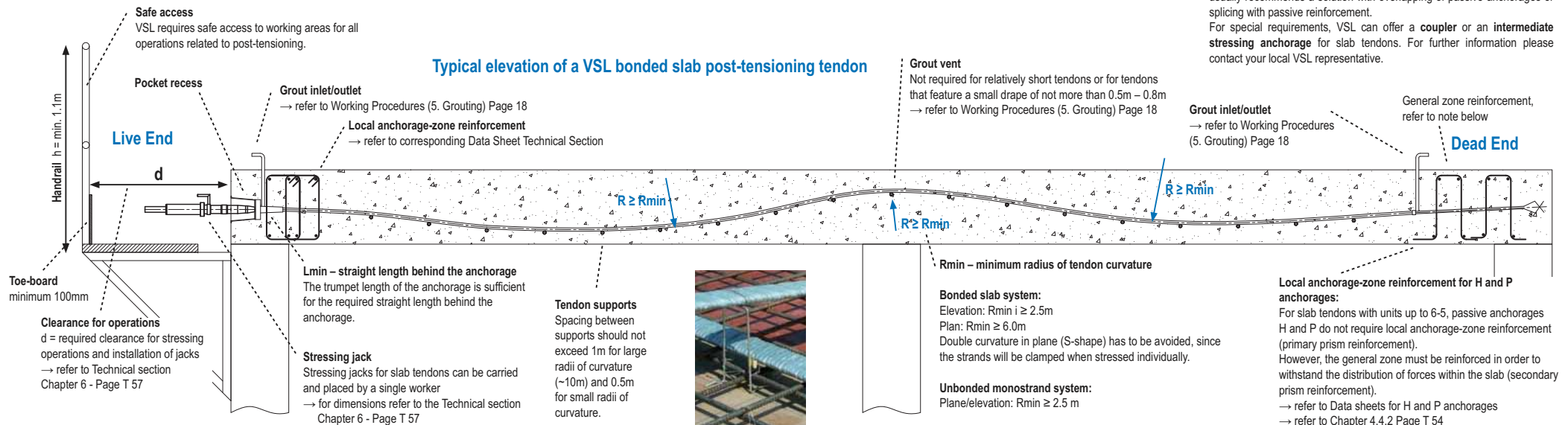


Dead-end anchorages

- H anchorage**
- Standard dead-end anchorage for slab tendons
 - Prestressing force is transferred to the concrete partially by bond and partially by end bearing (bulb)
 - Units ranging from 6-1 to 6-5
- P anchorage**
- Used when prestressing force has to be transferred to the structure at the far end of the tendon
 - Strand anchored by compression fittings bearing on a bearing plate
 - Units ranging from 6-1 to 6-5



For slabs with large volumes that need to be poured in several stages, VSL usually recommends a solution with overlapping of passive anchorages or splicing with passive reinforcement. For special requirements, VSL can offer a **coupler** or an **intermediate stressing anchorage** for slab tendons. For further information please contact your local VSL representative.



VSL INTERNAL MULTISTRAND POST-TENSIONING SYSTEM

Internal bonded tendons – the most commonly used solution

Most applications of the internal VSL Multistrand system are bonded tendons, where bare strands are protected with cementitious grout, providing a bond to the structure. Such tendons are extensively used in bridges and transportation structures as well as being successfully implemented in building construction.

Special applications:

VSL also provides solutions with unbonded multistrand tendons, where bare strands are used in combination with a soft filling material (wax or grease) or where sheathed and greased strands are used in combination with cementitious grout. This type of tendon may, for example, be used for nuclear power plants. For specific details please contact your local VSL representative.

Live (stressing) anchors

(also used as dead-end anchors)

GC anchorage

- The most economical VSL anchorage for multistrand applications
- Compact and easy to handle anchorage system
- Units ranging from 6-3 to 6-55

E anchorage

- The most versatile anchorage for a variety of structures and strengthening work (concrete, steel, masonry, etc.)
- The prestressing force is transferred to the structure by a bearing plate
- Units ranging from 6-1 to 6-55

Sc anchorage

- Used exclusively with 0.5" strands
 - Units ranging from 5-4 to 5-55
- Note: use of 0.5" strands is no longer recommended.

Couplers

K coupler

- Fixed coupler used for connection to a cable that has already been stressed
- Can be combined with GC and E anchorages
- Coupled strands are anchored using compression fittings positioned on the coupling head
- Units ranging from 6-3 to 6-37

The intermediate anchorage, Z, is used for tendons where the ends cannot be fitted using normal stressing anchorages (e.g. in circular pressure shafts/pressure tunnels and in egg-shaped digesters).
→ for further details refer to the Technical section Page T 30

Dead-end anchorages

H anchorage

- The prestressing force is transferred to the concrete partially by bond and partially by end bearing (bulb)
- Units ranging from 6-3 to 6-37

P anchorage

- Used when prestressing force has to be transferred to the structure at the far end of the tendon without access to the anchor
- Strand anchored by compression fittings bearing on a bearing plate
- Units ranging from 6-2 to 6-55

AF anchorage

- Anchorage used for vertical tendons, where the prestressing force has to be transferred to the structure at the lowest end of the tendon, when there is no access to the dead-end anchorage and strands cannot be installed prior to concreting
- Units ranging from 6-4 to 6-31

L anchorage

- The type L (loop) anchorage is often used for vertical tendons in reservoir walls and for 'nailing' pier-head segments to piers in segmental bridge construction
- Strands are installed into the duct after concreting and simultaneously stressed from both ends
- Units ranging from 6-2 to 6-22

Safe access

VSL requires safe access to working areas for all operations related to post-tensioning.

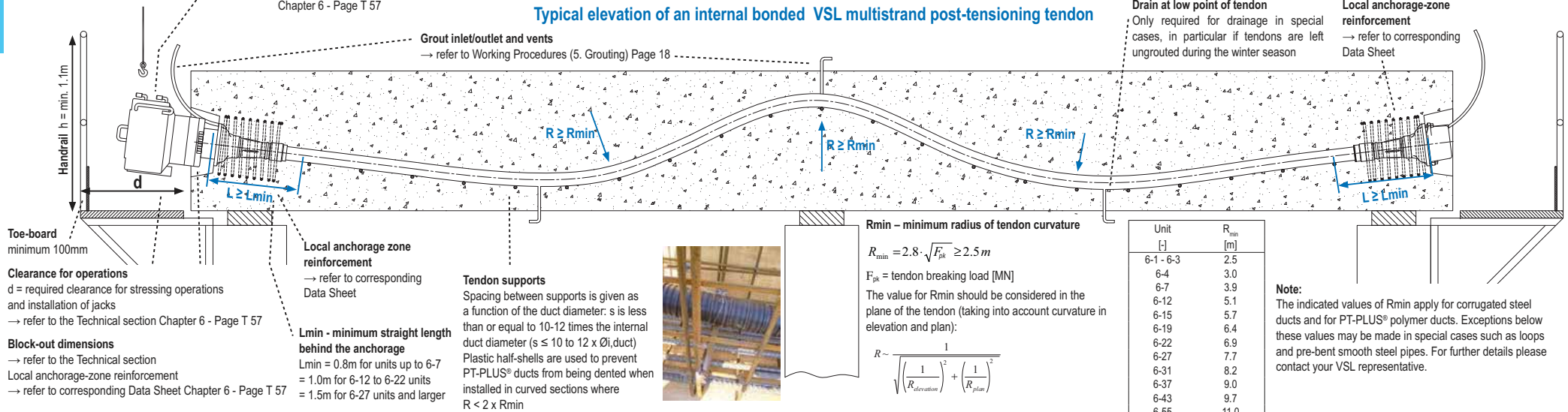
Stressing jack

Stressing jacks for multistrand tendons are handled by tower crane or auxiliary mobile scaffolding equipped with a hoist
→ for dimensions refer to the Technical section Chapter 6 - Page T 57

Live End

Dead End

Typical elevation of an internal bonded VSL multistrand post-tensioning tendon



VSL EXTERNAL MULTISTRAND POST- TENSIONING SYSTEM

The free length of external multistrand post-tensioning tendons runs outside of the concrete section and the tendons are anchored in buttresses or diaphragms that form part of the structure.

Reasons that can lead to the decision to implement a solution using external tendons are:

- Reduction of thickness of cross-sectional members

The fact that the tendon runs outside of the concrete section means that the thickness of cross-sectional members does not need to be sized to accommodate the tendon ducts. This may lead to economies in costs of the permanent works.

- Construction efficiency and quality

With the tendon running outside of the concrete section, concreting of the cross-sectional members can be carried out more efficiently and with increased quality. This helps improve the durability.

- Provision for spare tendons

Use of external tendons allows for the possibility of installing additional future tendons by adding spare anchorages and deviators.

- Strengthening of existing structures

External tendons are ideal for the strengthening of existing structures.

- Possibility of visual inspection

External tendons make it easy to inspect the free length of the tendons during the service life.

Applications are not restricted to concrete, but also include structural steel, composite steel-concrete bridges, timber and masonry structures.

The following points should be considered:

- The VSL external post-tensioning system provides the ability to replace tendons, since they are not physically enclosed by surrounding concrete. This is of course only possible, if designer ensures that there is enough clearance behind the anchorages in the completed structure to allow for replacement of the tendons.

- External tendons require regular visual inspection to verify that the integrity of the corrosion protection is still intact, since they lack the physical protection of surrounding concrete.

- Due to the fact that the tendon is not bonded to the structure, it is generally not possible to make full use of the tendon's tensile capacity for ultimate limit state verifications

Special applications:

VSL also provides solutions with external tendons featuring unbonded (greased and sheathed) monostrands and cementitious grout. This type of application is typically used

for strengthening works. VSL can offer special anchorage and tendon features to permit tendon force verification and adjustment if required. For specific details please contact your local VSL representative.

Components of external tendons

VSL external multistrand post-tensioning tendons feature a double sleeve in the anchorage zone. The PE duct runs continuously through the deviator, hence the tendons are not bonded to the structure.

External tendons consist of:

- GC anchorage (alternatively E anchorage)
- PE duct
- Internal trumpet in the anchorage zone, which is connected to the PE duct
- External trumpet in the anchorage zone
- Bare strand and wedges
- Cementitious grout

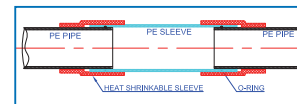
Type GC anchorage: the VSL anchorage for external tendons

- Type GC is the most versatile VSL anchorage for external multistrand tendon applications
- It is a compact and easy-to-handle anchorage system
- Units ranging from 6-3 to 6-43



For strengthening works, the **VSL E anchorage** is widely used, since the bearing plate can be placed directly on existing steel, concrete or masonry structures. Units of VSL E anchorages range from 6-1 to 6-55. For specific details please contact your local VSL representative.

The voids for the PE duct in deviators and the bellmouth where tendons exit at anchorage diaphragms are formed by a reusable tool called 'Diabolo'. Diabolo is fixed by bolts to the formwork and removed after curing, leaving a path for the tendon to pass through.

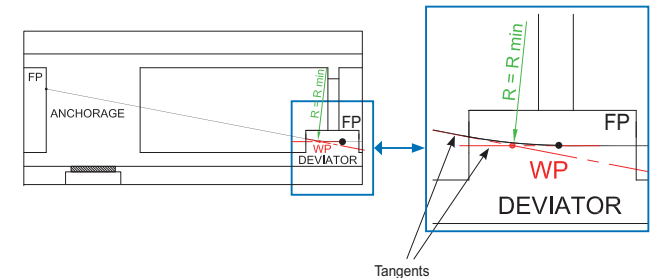


Profiles of external tendons

In order to allow replacement, the profile of an external tendon is required to be a polyline, consisting of only straight sections and, at deviation points, curved sections with constant radii of curvature.

The construction of the profile is most easily carried out by definition of:

- the fix points (FP) at anchorages and low and high points.
- the curved sections (with constant radii of curvature) at low and high points (deviator locations).
- the working points (WP) at low and high points by connecting tangents to curves at high and low points and to anchorage points respectively.



Typical elevation of an external VSL multistrand post-tensioning tendon

Safe access

VSL requires safe access to working areas for all operations related to post-tensioning

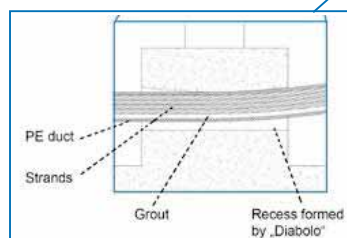
Grout inlet/outlet and vents

→ refer to Working Procedures (5. Grouting) Page 18

Local anchorage-zone reinforcement

→ refer to corresponding Data Sheet

Minimum dimensions d1, d2 and d3 for the installation of stressing jack, the stressing operation and the replacement of the tendon. Contact local VSL representative for advice on these dimensions.



Tendon supports

- during installation: temporary support of PE duct is required
- in service: permanent supports are required where the distances between the deviators and/or anchorages exceeds 15m for road bridges or 12m for railway bridges

Access to box girder
Access is required for the passage of materials and equipment

Rmin – minimum radius of tendon curvature

The value for Rmin should be considered in the plane of the tendon (taking into account curvature in elevation and plan):

$$R \sim \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{1}{R_{elevation}}\right)^2 + \left(\frac{1}{R_{plan}}\right)^2}}$$

Lmin – straight length behind the anchorage

The trumpet length of the anchorage is sufficient for the required straight length behind the anchorage.

Unit [-]	Rmin	
	Deviator zone [m]	Anchorage zone [m]
6-3 - 6-7	2.0	3.0
6-12	2.5	3.5
6-15	3.0	4.0
6-19	3.0	4.0
6-22	3.5	4.0
6-27	3.5	4.5
6-31	4.0	4.7
6-37	4.0	5.0
6-43	4.5	5.5
6-55	5.0	6.0

VSL ELECTRICALLY ISOLATED TENDONS (EIT)

Enhanced durability featuring protection level PL 3:

VSL electrically isolated tendons (EIT) feature protection level PL 3, incorporating full encapsulation for the tendon and corrosion protection against aggressive environments outside the tendon. EIT tendons allow monitoring of the encapsulation during the service life.

Electrically isolated tendons are chosen to suit specific project requirements, to allow monitoring of the tendon encapsulation or for tendons that are exposed to a highly aggressive environment and need extra protection.

VSL electrically isolated tendons can be used as either internal or external tendons. The details in this section are based on internal bonded tendons. Details of the external EIT tendons are similar to those of standard external tendons but include additional elements for the electrical isolation of the tendon and for the monitoring of the encapsulation.

Advantages of EIT tendons

Prestressed structures benefit from the use of EIT tendons in many ways. Some specific characteristics and related advantages are summarised as follows:

- Full encapsulation of the tendon
→ Durability
- Electrical isolation of the tendon
→ Monitoring and confirmation of the protection provided
→ Quality control during installation
- Stray current protection
→ Durability
- Enhanced fatigue strength
→ Durability

Special applications:

For strengthening works that require EIT tendons, the VSL E EIT anchorage may be used (units ranging from 6-1 to 6-55). In addition, the K coupler and the L (loop) anchorage are also available to PL 3.

For specific details please contact your local VSL representative.

Working procedures

Installation of anchorages and ducts, threading of strands, stressing and grouting operations are carried out in the same way as for VSL multistrand tendons (→ refer to Working Procedures). Particular attention should be given to the special elements such as the insulation plate and the electrical connections. Early involvement of VSL to coordinate works for the installation of the post-tensioning system is highly recommended and allows discussion of special considerations for electrically isolated tendons.

Checking for leak-tight installation

After installing the anchorages and ducts and prior to concreting, the leak-tightness of the EIT tendon is confirmed. This may be carried out by: visual inspection of the complete installation (units ranging from 6-1 to 6-55). In addition, the K coupler and the L (loop) anchorage are also available to PL 3.

a leak-tightness check with dry ice (CO₂)



VSL GC EIT anchorage:
Units ranging from 6-3 to 6-43

Components of EIT tendons

The VSL EIT tendons consist of a combination of the GC anchorage and the PT-PLUS® duct, featuring additional elements for the electrical isolation of the tendon and for the monitoring of the encapsulation.

In detail, they consist of:

- GC anchorage (casting and anchor head)
- Insulation plate
- Plastic trumpet
- PT-PLUS® duct with couplers
- Protection cap with electrical connection
- Bare strand and wedges
- Cementitious grout



Detailing of EIT tendons

The requirements for EIT tendons concerning local anchorage-zone reinforcement, tendon layout and clearance requirements for jack installation are as for the VSL multistrand post-tensioning system.

Special requirements for detailing EIT tendons are described below.

Electrical connections

A group of EIT tendons requires the following electrical connections:

- Terminal block (measuring cabinet, centralised for a group of tendons)
- Cable connecting the anchor head and the terminal block: VSL strongly recommends connecting cables to the anchorages at both ends of each tendon, in order to provide the most reliable detection of the location of any defects.
- Cable connecting the passive reinforcement and the terminal block

Tendon supports

Plastic half-shells are used to prevent PT-PLUS® ducts from being dented when installed in curved sections where $R < 2 \times R_{min}$.

Spacing between supports s is given as a function of the duct diameter: s is less than or equal to 10-12 times the internal duct diameter ($s \leq 10 \text{ to } 12 \times \varnothing_{duct}$)

EIT grout vents with a recess former

VSL EIT tendons feature grout vents with a reusable recess former. The recess former is removed for the grouting operation. After grouting, a plastic cap is threaded onto the grout vent to guarantee the full encapsulation of the tendon.



Monitoring the integrity of the encapsulation

The use of EIT tendons allows the electrical isolation and the integrity of the duct to be checked after construction and enables monitoring of the corrosion protection of the steel strands throughout the service life. By connecting an LCR meter to the terminal block, simple AC impedance measurements can be performed. The instrument measures the impedance (Z), which includes (over the tendon length) the grout in the duct, the duct (together with couplers, vents and any defects) and the concrete surrounding the duct. Based on the impedance, the instrument calculates and displays the following parameters:

- Ohmic resistance R [kΩ]
- Capacitance C [nF]
- Loss factor D [-]

The measured parameters depend on:

- Length of tendon and duct diameter (the ohmic resistance, R , for a given tendon decreases with its length)
- Type of anchorage
- Detailing of the duct (couplers, mirror welded joints)
- Number and type of grout vents
- Specific electric resistance of the concrete and grout, which itself depends on the water-cement ratio, the grade of hydration and on climatic parameters such as temperature and humidity.

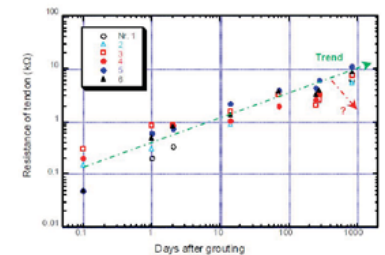
The ohmic resistance is standardised in length-independent values to allow comparison and in order to set limiting values for acceptance criteria:

→ Standardised ohmic resistance $R_L = R \times L$ [kΩm]
where L is the length of the tendon

As indicated, the measured ohmic resistance depends strongly on the environment (temperature and humidity) and in consequence the acceptance criteria should be defined in a project-specific monitoring plan. If available, reference should be made to local standards and recommendations, e.g. the Swiss guideline 'Measures to ensure durability of post-tensioning tendons in RC concrete structures', published by the Swiss Federal Highway Agency (ASTRA) and Swiss Railways (SBB) in 2007.

The potential of EIT tendons can only be fully achieved if all involved parties are aware of the special considerations needed during all project stages (design, preparation of the works, steel-fixing works, installation of the PT system, concreting, stressing and grouting). The specific installations required for impedance measurement during erection and the service life of the structure must be planned in advance and detailed in the project specifications.

The results of the monitoring must be interpreted by a specialist and any requirements for special measures should be evaluated accordingly.



Field results – long-term monitoring

Above figures show the results of long-term monitoring of the Prés du Mariage flyover in Switzerland, where six VSL EIT tendons were installed. The AC impedance of each tendon has been measured at frequent intervals since the time of grouting. As can be seen, the six individual tendons show a certain scatter, however the overall trend is an increase of the resistance with time, which can be explained by the hydration of the grout and the surrounding concrete and the subsequent drying out. In the 'log Resistance vs. log Time' plot a straight line can be observed. This indicates that the increase in resistance is very rapid at the beginning but slows down after some months, becoming asymptotic after several years. It should be noted that the primary focus of long-term monitoring is to check for the stability or increase of resistance with time and that the absolute value of the resistance itself is only of secondary importance.

EIT allows detection of the ingress of water at a very early stage: if (chloride-containing) water reaches a defect in the duct, the concrete and the grout become wet and the electrical resistance of this tendon will decrease significantly and rapidly (a sudden drop). In consequence, the measurement of the electrical impedance at the normal inspection intervals represents a simple but very effective **early warning system** to detect a corrosion-risk situation. Hence, appropriate steps (inspection and repair if required) can be taken before any significant damage occurs.

VSL – WORKING PROCEDURES - KEY FOR QUALITY

As an experienced specialist contractor, VSL carries out high-quality installation using trained personnel and reliable equipment, in accordance with well-proven procedures. This section gives a general overview of working procedures for slab tendons, and for internal and external multistrand tendons.

SLAB TENDONS

1. Placing of anchorages, ducts and local anchorage-zone reinforcement

The first step for installation of a post-tensioning system is the installation of the anchorages, the ducts and the local anchorage-zone reinforcement.

Anchorages (stressing anchorages):

- are fixed to the formwork by bolts
- must be oriented perpendicularly to the cable axis
- the formwork must have a suitable hole on the cable axis, if strands are to be installed before concreting or if prefabricated cables are being placed

Ducts:

- are supported on tendon supports
- must be installed without kinks
- are provided with grout vents

Local anchorage-zone reinforcement:

- must be positioned behind the anchorage in accordance with VSL data sheets

Bonded tendons:

The VSLab anchorage series features a pocket recess, which allows fixing of the trumpet to the formwork. The duct is connected to the trumpet, on which the grout inlet/outlet is connected.



Unbonded tendons:

The S 6-1 Mono anchorages feature a plastic pocket recess, for fixing the anchorage to the formwork. The trumpet is connected to the anchorage and provides a seal.



The duct (bonded tendons) or the sheathed strands (unbonded tendons) are supported on tendon supports. Distances between supports must not exceed 1m for large radii of curvature (~10m) and 0.5m for small radii of curvature. Ducts must be tied down to the rebars.

2. Threading of strands

Three options are available for the installation of post-tensioning cables:

- 2.1 Pushing-through of individual strands (before or after concreting for internal PT; after concreting for external PT)
- 2.2 Pulling-through of an entire strand bundle (after concreting for both internal and external PT)
- 2.3 Installation of prefabricated cables (before concreting, for internal PT only)

Bonded slab tendons are generally installed by the **pushing-through** of individual strands (2.1). They are installed before concreting. Due to the fact that the tendons are relatively short, they can be pushed-through by hand.

As an alternative, the slab tendons can be **prefabricated** in the VSL workshop (2.3). Prefabricated tendons are prepared together with their ducts and are placed prior to concreting of the slab.

Unbonded slab tendons are **prefabricated** and installed prior to concreting.

3. Stressing of the tendons

The stressing operation can be carried out once the concrete has reached the minimal specified strength in accordance with the VSL data sheets and the formwork has been removed from the anchorage. Stressing consists of the following steps:

- **Step 1: Placing of the anchor head and wedges:** It is important for this operation to be carried out after concreting in order to avoid the surfaces of the anchorage or wedges being contaminated by concrete laitance
- **Step 2: Positioning of the jack**
- **Step 3: Stressing:** During stressing, the pressure displayed on the manometer and the measured elongation of the tendons are recorded on the stressing report. As an alternative to manual record-keeping, VSL can provide automatic data acquisition during stressing
- **Step 4: Load transfer:** By releasing the pressure in the jack, the load is transferred from the stressing jack to the anchorage
- **Step 5: Cutting of strands:** Overlength strands are cut once the stressing operation has been completed and approved.



4. Capping of anchorages

In preparation for the grouting operation, the anchor heads are sealed by installing grout caps. The grout caps are fixed to the anchorage and equipped with vents, in order to fill the cavities around the wedges. Capping arrangements will depend on the required level of protection level (see page 10). As a result, grout caps can be either temporary or permanent.

The use of temporary or permanent grout caps is required for all applications, in order to ensure that the cavities in the anchorages have been completely filled, with proper cement grout.

For **bonded tendons**, the anchorages may be equipped with temporary grout caps. After grouting, the grout cap may be removed and the pocket recess is filled with concrete.

Unbonded tendons feature a permanent protection cap filled with grease. The pocket recess is filled with concrete after installation of the protection cap.



INTERNAL MULTISTRAND TENDONS

Stressing anchorages of the VSL multistrand system are fixed to the formwork using bolts. The duct is installed and connected to the anchorage. The grout inlet/outlet is integrated into the anchorage.



The duct is supported on tendon supports; distances between supports must not exceed 10 to 12 times the internal diameter of the duct.

For PT-PLUS® ducts, it is recommended that protection shells are fixed on the duct at tendon supports or at horizontal tendon deviation for tendon radii less than twice the minimum radius ($R < 2 R_{min}$). The ducts must be tied down to rebars.



EXTERNAL MULTISTRAND TENDONS

Before concreting: In the anchorage zone, the stressing anchorage and an external sleeve are installed. Reusable void formers are used to create the voids for the tendons in deviators and the bellmouth at the exit of the tendons at anchorage diaphragms.

After concreting: the PE pipe and the internal trumpet are installed. Mirror welding of the duct elements is performed prior to installation. A duct coupler is used for specific connections, in order to provide tolerance in installation.

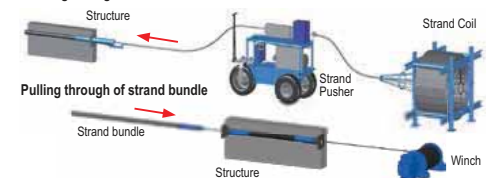
Temporary supports for the duct are required during installation. The external tendons may also need permanent supports, if the distance between the deviators and/or anchorages exceeds 15m for road bridges or 12m for railway bridges.

For installation of the strands of internal and external multistrand tendons, the following procedures are used:

Pushing-through of individual strands (2.1) - the strands are pulled from a coil and pushed into the duct. For long cables, strand-pushing equipment is used. Pushing-through may be carried out either before or after concreting for internal PT and is always carried out after concreting and removal of the inner form in the case of external PT.

As an alternative, the entire strand bundle may be **pulled through** the duct after concreting (2.2). This is carried out using a winch and a pulling rope.

Pushing-through of strands



Pulling through of strand bundle

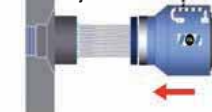
Step 1

Placing of anchor head and wedges



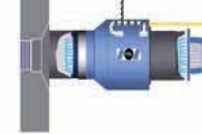
Step 2

Positioning of jack



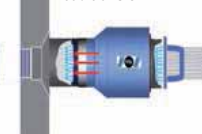
Step 3

Stressing



Step 4

Load transfer



The stressing operation is identical for internal and external multistrand tendons. All strands are stressed simultaneously by using a VSL centre-hole multistrand jack and a hydraulic pump. The equipment is positioned and relocated by crane or by auxiliary mobile scaffolding equipped with a hoist.

VSL's multistrand jacks are compact and short in order to minimise strand protrusion for stressing and the space required behind the anchorages for installation.



For **internal** multistrand tendons, permanent or temporary grout caps are used:



Permanent grout cap
(type PL 2 or 3 protection level)



Temporary grout cap
(type PL 1 protection level)

For **external** tendons, the design engineer should specify the use of permanent grout caps:



Permanent grout cap
(type PL 2 or 3 protection level)

WORKING PROCEDURES (continued)

5. GROUTING

Objectives of grouting

The objectives in grouting tendons are:

1. To provide an effective corrosion protection system, by filling the free space in the tendon with a stable grout that passivates the prestressing steel by providing an alkaline encapsulation, and
2. To achieve an effective bond between the tendon and the surrounding concrete (for internal bonded prestressing only).

The quality of the grouting is of prime importance for the durability of post-tensioned tendons in any kind of application. High-quality grouting is achieved through:

- Careful selection of the constituent materials
- Continuous quality control to ensure consistent material properties
- Selection of suitable mixing equipment
- Selection of a mix design and mixing procedures adapted to the selected materials, environment and equipment
- Effective cable encapsulation
- Execution of grouting on site by qualified personnel following approved method statements
- Correct detailing of the tendon layout to ensure optimum flow of the grout

Steps in grouting

Grouting of PT tendons is carried out in the following steps:

1. Prior to grouting:

- Blowing through of the ducts. Note that the use of water to flush ducts prior to grouting is prohibited, since it is impossible to completely remove the flush water from the duct.
- Installation of temporary or permanent grout caps at all anchorages
- Air pressure testing to detect any leaks in the assembled duct system

2. Grouting:

- Preparation of the grout
- Uninterrupted grouting of the tendon
- Subsequent closure of the vents (in the grouting direction), only once the grout coming out has the same consistency and viscosity as that in the mixer
- When the entire cable is filled, the pressure must be held for at least one minute, in order to ensure that the tendon is leak-tight.
- One day after grouting, all inlet and outlet points and the grout caps must be checked for complete filling and topped up if required.

VSL policy on grouting

It is the policy of VSL that all entities of the group must carry out grouting in accordance with the following European standards:

- EN445: Grout for prestressing tendons – Test methods
- EN446: Grout for prestressing tendons – Grouting procedures
- EN447: Grout for prestressing tendons – Basic requirements

For countries outside Europe, reference is made to ISO 14824, Part 1-3.

Grout specification

Grout is composed of cement, water and admixtures. These components have a complex interaction, which strongly affects the grout characteristics.

- **Cement:** Portland cement is recommended for grouting. The cement must be free of chlorides (below 0.1%) or other aggressive elements. In addition, it must be compatible with the admixtures and must maintain uniform properties throughout different batches.

- **Water:** Water must be free of all impurities that could influence the hardening of the grout and must not contain any substances that attack the prestressing steel. In general, drinking water satisfies these requirements.

- Admixtures:

- Plasticising admixture, to reduce viscosity and improve 'flowability'
- Stabilising admixture, to limit sedimentation or segregation and to ensure that the grout remains homogeneous

VSL-HPI Grout

Thanks to its many years of experience, VSL knows the importance of high-quality grouting to ensure the long-term durability of post-tensioned tendons. Under the trademark VSL-HPI (High Performance Injection), VSL has developed a complete process dedicated to improving the quality of grouting activities on site.

Generally, VSL develops an individual HPI-Grout mix for each profit centre or independent project. This uses the locally available grout constituents, which are checked for their compatibility and performance. The grout mix is designed and optimised for stable, low-bleed grouts so as to ensure the complete filling of ducts in order to provide a fully alkaline environment for the prestressing steel.

Equipment

VSL uses paddle or colloidal mixers for the manufacture of grout. When mixed using these mixers, the grout has the nature of a 'colloid', i.e. a substance made up of very small, insoluble particles that remain in suspension in a surrounding liquid (water).

VSL's grouting equipment is fitted with:

- an accurate weighing system (tolerance +/- 1%)
- a mechanical mixer
- two mixing reservoirs, to provide continuous production for large volumes (mixers with only one reservoir may be used for slab tendons requiring small grout volumes)
- an agitator in the standby reservoir for keeping the grout continuously in motion before pumping
- a pump
- a sieve upstream of the pump to prevent lumps from getting into the system



Grouting tests

VSL-HPI grout satisfies or even exceeds all the standard test requirements as specified in EN 445, 446 and 447 (as well as ISO 14824, Part 1-3). The test requirements are as follows:

1. Standard test for viscosity

Aim: assure proper viscosity (flow time) of grout for injection

Test set-up: 1 litre of grout has to pass through a standardised cone within a set time
Requirements: Flow time limit ≤ 25 seconds. It must also exhibit stability of flow time over an extended period of at least 30 minutes

2. Standard test for compressive strength

Aim: Record compressive strength, usually after 7 and 28 days.

Test set-up: standard compressive strength test for a prism specimen of 40 x 40 x 160mm.
Requirements: The compressive strength of the grout must not be less than 30MPa at 28 days or 27MPa at 7 days

3. Mud balance test

Aim: Verification of fluid grout density (weight/volume) to confirm the water content of the grout mix in-situ

Test set-up: Mud balance test

Requirements: VSL-HPI grouts feature a high density of about 2,050kg/m³ because of their low water content and low porosity

4. Wick-induced bleed test

Aim: Verification of bleed and volume change including the filtering effect of a strand

Test set-up: A transparent 1m vertical tube with a single 0.6" strand at its centre. Grout is poured to a defined height; the bleed and volume changes are measured at specified intervals up to 24 hours

Requirements: The bleeding must not exceed 0.3% of the initial volume after 3 hours kept at rest and the volume change of the grout at rest for 24 hours must be within the range of -1% and +5%.

5. Inclined tube test

Aim: Verification of bleed and stability

Test set-up: Inclined transparent tubes of 5m length, each with 12 strands of 0.6". The tubes are filled with grout; bleed and volume changes are measured at regular intervals up to 24 hours. This test is the only test available at present that gives a realistic representation of the environment of the grout inside the cable and enables analysis of the stability of the grout against segregation

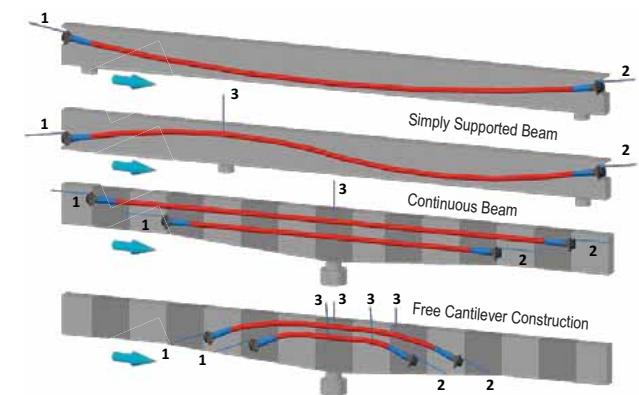
Requirements: The bleeding shall not exceed 0.3% of the initial volume after 3 hours kept at rest.

The above tests are in general carried out daily when tendons are being grouted, except for the inclined tube test, which is performed to obtain approval for a specific grout mix.

Detailing

Correct detailing of the ducts, grout vents and connections is of prime importance for grouting. All connections of ducts, vents and anchorages must be leak-tight to ensure complete filling of the duct with grout.

The distance between vents varies depending on the tendon type, the duct profile and the grouting procedure being used. An acceptable range of maximum spacing may be in the order of 30m to 70m.



Examples below of grout connections and vent locations for common cable types in structures are illustrated:

Vents are to be located at:

- Grout inlet point (1)
- Grout outlet points (2)
- High point of the duct profile (3)

➡ Direction of grouting

Vents for VSL slab tendons

No vents are required at the tendon high points for slab tendons that are relatively short (i.e. below or within the acceptable range given above for the maximum vent distance) and that have a relatively small drape of not more than 0.5m – 0.8m.

Vacuum-assisted grouting

In vacuum-assisted grouting, the tendon is subjected to a vacuum before grouting and most of the enclosed air is removed. This significantly reduces the risk of leaving voids in the grouted tendon due to entrapped air. It can be of particular use for the grouting of:

- Long horizontal tendons without defined high points
- External tendons, where the provision of vents at high points at deviators on pier segments is not possible

Vacuum-assisted grouting is only feasible if the entire duct system, including the anchorages, is sealed airtight. In addition, special equipment is required and special connection details have to be provided.

Special considerations

For internal prestressing in match-cast precast segmental structures, all joints need to be epoxy glued. If tendons are running in a deck slab, the application of a waterproofing membrane is highly recommended and is absolutely mandatory where de-icing salt may be used.

Alternatively, VSL can supply and install PT-PLUS® duct segmental couplers specifically designed and detailed for this type of application (see Technical section).

Reference

For further information on grouting, see the VSL Report 'GROUTING OF POST – TENSIONING TENDONS (VSL Report Series No. 5, issued in 2002)

6. FINISHING WORKS AFTER GROUTING

After grouting, the following finishing works must be performed:

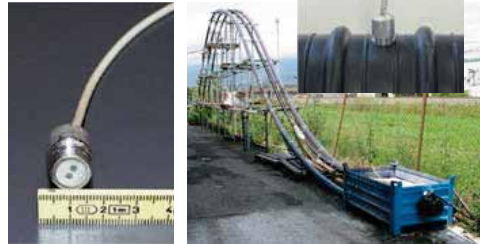
- in the case of **External PT**, the duct coupler must be covered with heat-shrink sleeves.
- in the case of anchorages within a **block-out recess**, the pocket recess is filled with concrete after grouting.

STRUCTURAL MONITORING

VSL offers various products and services for structural monitoring. This section presents selected examples and is not meant to give a complete overview. For further information regarding structural monitoring please contact your local VSL representative.

Void control with the VSL Grout Void Sensor

The VSL Grout Void Sensor is used to reduce the risk of undetected defects by monitoring that the tendon has been properly filled with grout and by confirming the grout properties. The sensor is installed prior to concreting at potentially critical points of the tendon and detects if there is insufficient alkalinity or if there is chloride contamination of the grout during the filling process. Moreover, it allows the detection of bleed water. As a result, it confirms the presence of grout with sufficient alkaline properties at all critical sections of the tendon, providing maximum quality control during installation. The VSL Grout Void Sensor is patent protected and was developed in 2010, drawing on successful results from laboratory tests and tests on a full-scale mock-up.

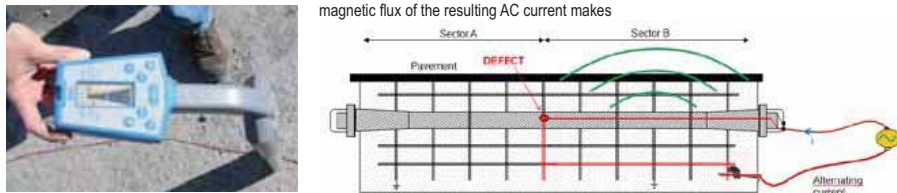


Electrically isolated tendons (EIT) – long-term monitoring of tendon encapsulation and detection of the location of any possible defects

Electrically isolated tendons (EIT) allow monitoring of the tendon encapsulation. Long-term monitoring of the tendon encapsulation allows any ingress of water to be detected at a very early stage, indicating a possible defect in the leak-tight encapsulation of the tendon. See pages 18 & 19.

Knowing the location of any possible defect is essential in order to estimate its consequences for durability, and also to repair the defect. In order to locate the defect, an AC electric field is imposed between the post-tensioning tendon and the passive reinforcement, using the impedance measurements provided for the impedance measurements. Measuring the magnetic flux of the resulting AC current makes

it possible to determine the areas with current flow and to locate points where the current is exiting the tendon. The figure below shows the presence of a magnetic field in sector B, while in sector A no magnetic field is measured. Reliable pinpointing of the defect is possible if the tendons are electrically connected from both ends.

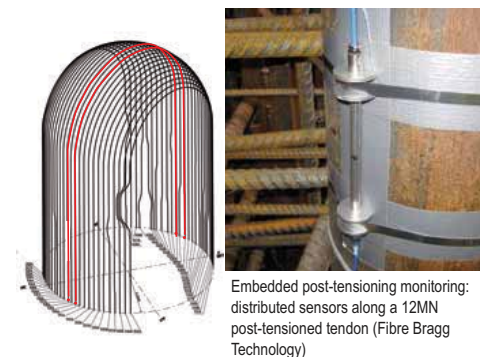


In-service monitoring for special structures - guaranteeing performance over the years

VSL provides in-service monitoring for special structures such as nuclear power plants. Applicable regulations often mandate surveillance strategies to monitor containment structures, due to the fact that external factors, as well as changes in the mechanical properties of the concrete and steel as they age, have a direct impact on nuclear safety.

VSL is able to provide different techniques for monitoring the post-tensioning tendons and stresses and deformations in the structure. Examples include extensometers for strain measurement along the tendons using Fibre Bragg Technology. Temperature and strain are measured along selected tendons, allowing monitoring of tendon forces at any moment during service life.

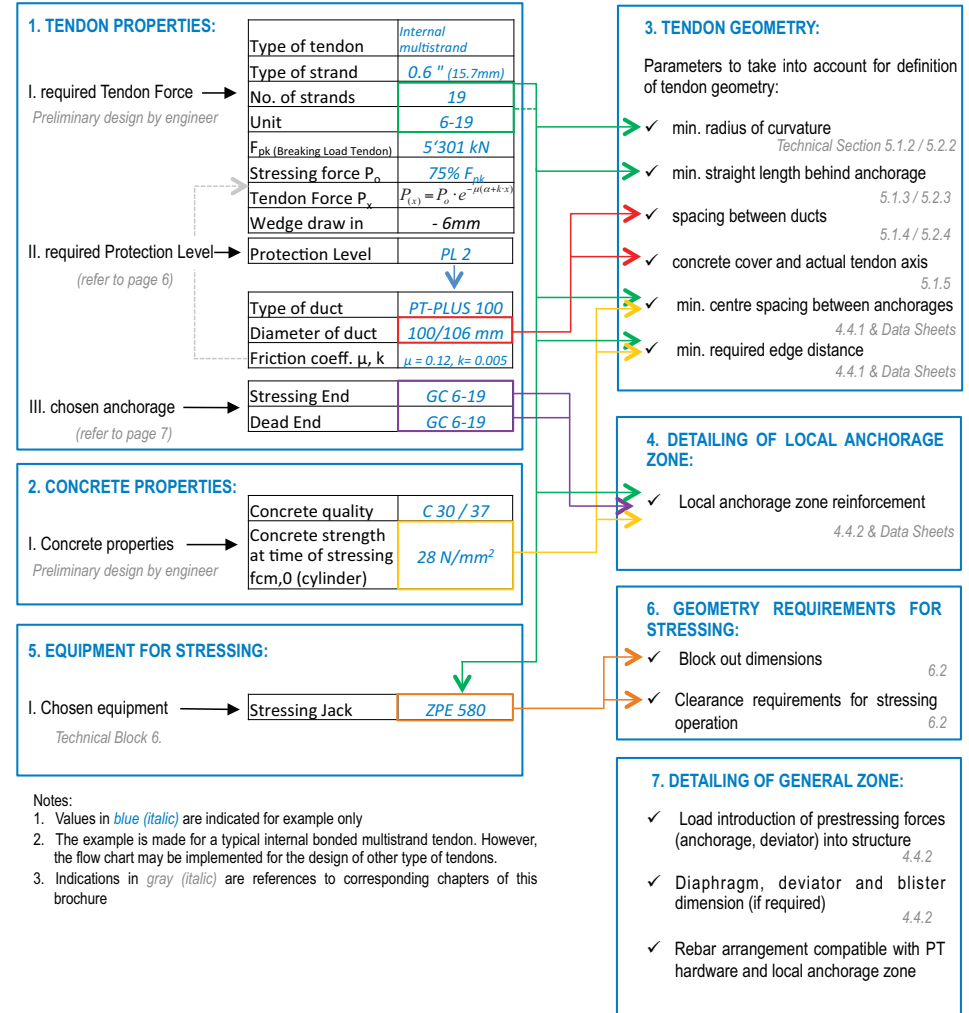
For further information on structural monitoring please contact your local VSL representative.



Embedded post-tensioning monitoring: distributed sensors along a 12MN post-tensioned tendon (Fibre Bragg Technology)

DESIGNING WITH POST-TENSIONING TENDONS

When designing a structure with post-tensioning tendons, different structural and geometrical parameters have to be accounted for, in order to be in line with applicable codes and regulations. This page shall give an overview on the different parameters and show main dependencies between them:



TECHNICAL DATA FOR THE VSL POST- TENSIONING SYSTEM

1. TENDONS

Whenever possible 0.6" (and not 0.5") strand should be used, due to its better economy.

1.1 Strand Properties 15 mm (0.6")

Strand type		prEN 10138 – 3 (2009)			ASTM A 416-06 Grade 270
		Y1860S7	Y1860S7	Y1770S7	
Nominal diameter	d (mm)	15.3	15.7	15.7	15.24
Nominal cross section	A _p (mm ²)	140	150	150	140
Nominal mass	M (kg/m)	1.093	1.172	1.172	1.102
Nominal yield strength	f _{p0.1k} (MPa)	1636 ¹⁾	1640 ¹⁾	1526 ¹⁾	1676 ²⁾
Nominal tensile strength	f _{pk} (MPa)	1860	1860	1770	1860
Specif./min. breaking load	F _{pk} (kN)	260.4	279.0	265.5	260.7
Young's modulus	(GPa)	approx. 195			
Relaxation ³⁾ after 1000 h at 20 °C and 0.7 x F _{pk}	(%)	max. 2.5			

- Characteristic value measured at 0.1% permanent extension
- Minimum load at 0.1% extension for low-relaxation strand
- Valid for relaxation class acc. to prEN 10138-3 or low-relaxation grade acc. to ASTM A 416-06

1.2 Tendon Properties 15 mm (0.6") and corresponding duct diameters

Unit	Strands numbers	Breaking load				Steel duct ⁴⁾				Plastic duct VSL PT-PLUS®		PE pipe	
		Y1860S7 (prEN)		Y1770S7 (prEN)	Grade 270 (ASTM)	minimum		recommended		Ø / Ø _s ⁵⁾		Ø _{out} x l _{min}	
		d=15.3 mm A _p =140 mm ²	d=15.7 mm A _p =150 mm ²	d=15.7 mm A _p =150 mm ²	d=15.24 mm A _p =140 mm ²	Ø / Ø _s	e	Ø / Ø _s	e	Ø / Ø _s ⁵⁾	e	Ø _{out} x l _{min}	e
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm x mm]	[mm]
6-1	1	260	279	265.5	260.7	25/30	5	30/35	7	22/25	6	25 x 2.0	3
6-2	2	520	558	531	521	40/45	9	45/50	12	21	-	40 x 3.0	6
6-3	3	780	837	797	782	40/45	6	45/50	9	21	-	50 x 3.7	8
6-4	4	1040	1116	1062	1043	45/50 ¹⁾	7	50/55 ¹⁾	10	21	-	50 x 3.7	6
6-7	5	1300	1395	1328	1304	50/57	8	55/60	11	58/63 ²⁾	-	75 x 5.6	17
6-7	6	1560	1674	1593	1564	55/62	9	60/67	12	58/63	11	75 x 5.6	15
6-7	7	1820	1953	1859	1825	55/62	7	60/67	10	65/70	14	75 x 5.6	13
6-12	8	2080	2232	2124	2086	65/72	11	70/77	14	76/81	18	90 x 5.4	20
6-12	9	2340	2511	2390	2346	65/72	9	70/77	12	76/81	16	90 x 5.4	18
6-12	10	2600	2790	2655	2607	70/77	11	75/82	14	76/81	15	90 x 5.4	17
6-12	11	2860	3069	2921	2868	70/77	9	75/82	12	76/81	13	90 x 5.4	15
6-15	12	3120	3348	3186	3128	75/82	11	80/87	14	76/81	12	90 x 5.4	14
6-15	13	3380	3627	3452	3389	80/87	13	85/92	16	85/91	16	110 x 5.3	26
6-15	14	3640	3906	3717	3650	80/87	11	85/92	14	85/91	16	110 x 5.3	25
6-19	15	3900	4185	3983	3911	80/87	10	85/92	13	85/91	12	110 x 5.3	24
6-19	16	4160	4464	4248	4171	85/92	12	90/97	15	100/106	22	110 x 5.3	22
6-19	17	4420	4743	4514	4432	85/92	11	90/97	14	100/106	20	110 x 5.3	20
6-19	18	4680	5022	4779	4693	90/97	13	95/102	16	100/106	19	110 x 5.3	19
6-22	19	4940	5301	5045	4953	90/97	12	95/102	15	100/106	18	110 x 5.3	18
6-22	20	5200	5580	5310	5214	100/107	17	110/117	23	100/106	17	125 x 6.0	24
6-22	21	5460	5859	5576	5475	100/107	16	110/117	22	100/106	16	125 x 6.0	23
6-22	22	5720	6138	5841	5735	100/107	15	110/117	21	100/106	15	125 x 6.0	22
6-27	23	5980	6417	6107	5996	100/107	14	110/117	20	115/121	22	125 x 6.0	21
6-27	24	6240	6696	6372	6257	100/107	13	110/117	19	115/121	22	125 x 6.0	21
6-27	25	6500	6975	6636	6518	110/117	18	120/127	24	115/121	21	125 x 6.0	20
6-27	26	6760	7254	6903	6778	110/117	17	120/127	23	115/121	21	125 x 6.0	20
6-31	27	7020	7533	7169	7039	110/117	16	120/127	22	115/121	20	125 x 6.0	19
6-31	28	7280	7812	7434	7300	110/117	15	120/127	21	130/136	27	140 x 6.7	26
6-31	29	7540	8091	7700	7560	120/127	21	130/137	27	130/136	27	140 x 6.7	25
6-31	30	7800	8370	7965	7821	120/127	20	130/137	26	130/136	26	140 x 6.7	24
6-37	31	8060	8649	8231	8082	120/127	19	130/137	25	130/136	25	140 x 6.7	23
6-37	32	8320	8928	8496	8342	120/127	18	130/137	24	130/136	24	140 x 6.7	22
6-37	33	8580	9207	8762	8603	120/127	17	130/137	23	130/136	23	140 x 6.7	21
6-37	34	8840	9486	9027	8864	120/127	16	130/137	22	130/136	22	140 x 6.7	20
6-37	35	9100	9765	9293	9125	130/137	22	140/147 ³⁾	21	130/136	22	140 x 6.7	20
6-37	36	9360	10044	9558	9385	130/137	21	140/147 ³⁾	20	130/136	21	140 x 6.7	19
6-37	37	9620	10323	9824	9646	130/137	20	140/147 ³⁾	19	130/136	20	140 x 6.7	18
6-43	43	11180	11997	11417	11210	140/147	21	150/157	27	150/157	27	160 x 7.7	24
6-55	55	14300	15345	14603	14339	160/167	26	170/177	31	150/157	21	n.a.	

- Flat ducts possible as well (width = 75mm, height = 21mm)
- Flat duct PT-PLUS for use with VSlab anchorage: see 2.2.3
- Suited only for short cables with little curvature. For other cases contact local VSL representative.
- Given values may slightly vary depending on local availability of ducts. In any case the filling ratio (cross-section steel / duct) must not exceed 0.5 (EN523)
- Ø_a refers to outer pipe diameter. For rib diameter refer to section 2.2.3 (Page T 3)

1.3 Strand Properties 13 mm (0.5")

Strand type		prEN 10138 – 3 (2009)		ASTM A 416-06 Grade 270
		Y1860S7	Y1770S7	
Nominal diameter	d (mm)	12.5	12.9	12.7
Nominal cross section	A _p (mm ²)	93	100	98.7
Nominal mass	M (kg/m)	0.726	0.781	0.775
Nominal yield strength	f _{p0.1k} (MPa)	1634 ¹⁾	1640 ¹⁾	1675 ²⁾
Nominal tensile strength	f _{pk} (MPa)	1860	1860	1860
Specif./min. breaking load	F _{pk} (kN)	173.0	186.0	183.7
Young's modulus	(GPa)	approx. 195		
Relaxation ³⁾ after 1000 h at 20 °C and 0.7 x F _{pk}	(%)	max. 2.5		

- Characteristic value measured at 0.1% permanent extension
- Valid for relaxation class acc. to prEN 10138-3 or low-relaxation grade acc. to ASTM A 416-06
- Minimum load at 0.1% extension for low-relaxation strand

1.4 Tendon Properties 13 mm (0.5") and corresponding duct diameters

Unit	Strands numbers	Breaking load			Steel duct ⁴⁾				Plastic duct VSL PT-PLUS®			
		Y1860S7 (prEN)		Grade 270 (ASTM)	minimum		recommended		Ø / Ø _s ⁵⁾			
		d=12.5 mm	d=12.9 mm		Ø / Ø _s	e	Ø / Ø _s	e	Ø / Ø _s ⁵⁾	e		
		A _p =93 mm ²	A _p =100 mm ²		A _p =99 mm ²	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
		[kN]	[kN]	[kN]								
5-1	1	173	186	184	20/25	3	25/30	6	22/25	6		
5-2	2	346	372	367	35/40	8	40/45	11	2)	-		
5-3	3	519	558	551	35/40	6	40/45	9	2)	-		
5-4	4	692	744	735	40/45 ¹⁾	7	45/50	10	2)	-		
5-7	5	865	930	919	45/50	8	50/57	11	58/63 ²⁾	-		
5-7	6	1038	1116	1102	45/50	6	50/57	9	58/63	12		
5-7	7	1211	1302	1286	50/57	7	55/62	10	58/63	11		
5-12	8	1384	1488	1470	55/62	9	60/67	12	58/63	10		
5-12	9	1557	1674	1653	55/62	8	60/67	11	58/63	9		
	10	1730	1860	1837	60/67	10	65/72	13	65/70	9		
	11	1903	2046	2021	60/67	9	65/72	12	65/70	8		
5-12	12	2076	2232	2204	60/67	8	65/72	11	65/70	7		
	13	2249	2418	2388	65/72	9	70/77	12	76/81	14		
5-15	14	2422	2604	2572	65/72	8	70/77	11	76/81	13		
5-15	15	2595	2790	2756	70/77	9	75/82	12	76/81	12		
5-19	16	2768	2976	2939	70/77	9	75/82	12	76/81	12		
	17	2941	3162	3123	75/82	11	80/87	14	76/81	11		
5-19	18	3114	3348	3307	75/82	10	80/87	13	76/81	10		
	19	3287	3534	3490	75/82	9	80/87	12	100/106	21		
5-22	20	3460	3720	3674	80/87	10	85/92	13	100/106	20		
5-22	21	3633	3906	3858	80/87	9	85/92	12	100/106	19		
	22	3806	4092	4041	80/87	8	85/92	11	100/106	18		
5-27	23	3979	4278	4225	85/92	12	90/97	15	100/106	19		
	24	4152	4464	4409	85/92	11	90/97	14	100/106	18		
5-27	25	4325	4650	4593	90/97	14	95/102	17	100/106	19		
	26	4498	4836	4776	90/97	13	95/102	16	100/106	18		
5-31	27	4671	5022	4960	95/102	15	100/107	18	100/106	18		
	28	4844	5208	5144	95/102	14	100/107	17	100/106	17		
5-31	29	5017	5394	5327	95/102	13	100/107	16	100/106	16		
	30	5190	5580	5511	95/102	12	100/107	15	100/106	15		
5-37	31	5363	5766	5695	95/102	11	100/107	14	100/106	14		
	32	5536	5952	5878	100/107	13	110/117	19	115/121	20		
5-37	33	5709	6138	6062	100/107	12	110/117	18	115/121	19		
	34	5882	6324	6246	100/107	12	110/117	18	115/121	19		
5-37	35	6055	6510	6430	110/117	17	120/127	23	115/121	19		
	36	6228	6696	6613	110/117	17	120/127	23	115/121	19		
5-37	37	6401	6882	6797	110/117	16	120/127	22	115/121	18		
5-43	43	7439	7998	7899	120/127	18	130/137	24	130/136	23		
5-55	55	9515	10230	10104	130/137	17	140/147	23	130/136	17		

2. DUCTING

2.1 Ducts featuring protection level PL 1

For internal tendons that require protection level PL 1, corrugated steel ducts are used:

2.1.1 Galvanised corrugated steel ducts

The most commonly used sheaths are made from rolled galvanised steel strips. For internal multistrand post-tensioning applications the ducts are round, while for internal slab post-tensioning tendons the VSL flat duct is generally chosen (up to 5 strands), in order to minimise the eccentricity of the tendon in the duct and to maximise the static height of the post-tensioning tendon.

Galvanised steel ducts are corrugated and grout-tight (once embedded in concrete) and must have sufficient strength to withstand different types of mechanical loading. The corrugated shape provides bond between the tendon (grout) and the surrounding concrete. For additional information refer to EN523 or applicable local standards.



2.1.2 Bare corrugated steel ducts

In countries that do not accept galvanised ducts, bright corrugated steel ducts may be used.

When using corrugated steel ducts, VSL recommends implementation whenever possible of galvanised ducts to avoid any effects of corrosion of the duct on the friction coefficient of the tendon.

For dimensions refer to Chapter 1.2 and 1.4.

2.1.3 Couplers for corrugated steel ducts

Couplers for corrugated steel ducts have a slightly larger diameter than the duct, to allow the coupler to be threaded over the duct. It should have a minimum length of 200mm or three times the duct diameter.



2.2 Ducts featuring protection level PL 2 and PL 3

2.2.1 The VSL PT-PLUS® duct system

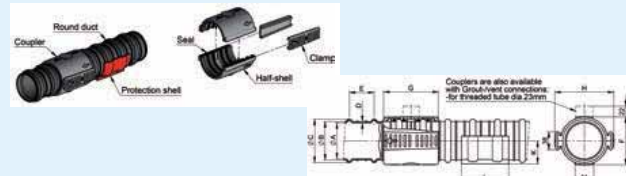
The VSL PT-PLUS® duct system is used for internal bonded tendons. By providing a leak-tight barrier, it meets the requirements for enhanced corrosion protection (PL 2). In addition, the PT-PLUS® system can be fitted with additional details at the anchorage to provide electrically isolated tendons (EIT) and a protection level PL 3. The PT-PLUS® ducts are made of polypropylene.

The corrugated shape of the duct provides bond between the tendon (grout) and the surrounding concrete. Compared to the corrugated steel duct, the use of PT-PLUS® duct features improved structural behaviour of the post-tensioned tendon under fatigue loading. (EN 1992-1-1, Section 6.8)

For dimensions refer to Chapter 1.2 and 1.4 and to the Table below.

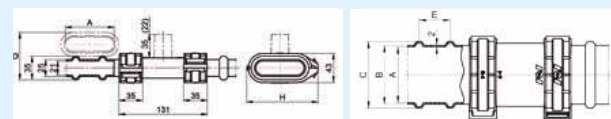
2.2.3 Dimensions of the PT-PLUS® duct system

Round PT-PLUS ducts



Type	Tendon	Round duct					Coupler					Protection shell		
	Unit	ØA	ØB	ØC	D	E	F	G	H	K	L	M		
	0.6"	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		
22	6-1	22	25	31	1.5	55	27.5	80	-	-	-			
59	6-7	58	63	73	2.5	42	83	108	107	39.5	82	30		
65	6-8	65	70	80	2.5	52.5	90	118	114	43	92	40		
76	6-12	76	81	91	2.5	52.5	101	116	125	48.5	100	40		
85	6-15	85	91	101	3	52.5	109	118	133	53.5	100	50		
100	6-19/22	100	106	116	3.0	60	124	126	148	61	119	50		
115	6-27	115	121	131	3.0	60	139	127	163	68.5	119	60		
130	6-31/37	130	136	146	3.0	52.5	154	134	179	76	110	65		
150	6-43/55	150	157	167	3.5	60	176	126	200	86.5	118	70		

Flat PT-PLUS ducts



Type	Tendon Unit	Flat duct				Coupler		Duct crossing	
		A	B	C	E	H	Q		
37/21	6-2	37	41	51	49	71	60		
54/21	6-3	54	58	68	60	88	63		
72/21	6-4	72	76	86	40	106	70		
90/21	6-5	90	94	104	40	124	70		

For internal slab post-tensioning tendons or transverse tendons in bridge deck slabs, the PT-PLUS® flat duct is used. This allows the eccentricity of the tendon in the duct to be minimised and maximises the static height of the post-tensioning tendon.

The standard colour of PT-PLUS® ducts is black. In hot countries, the use of white ducts is recommended.

2.2.2 PT-PLUS® duct coupler

PT-PLUS® ducts are fabricated in lengths of 6m and are connected by PT-PLUS® duct couplers. The PT-PLUS® duct coupler consists of two half-shells, which are fixed by clamps.

Alternatively, heat-shrinkable sleeves may be used for coupling of ducts or individual duct elements may be joined by 'mirror welding' (refer to point 2.2.5 on the right-hand side).

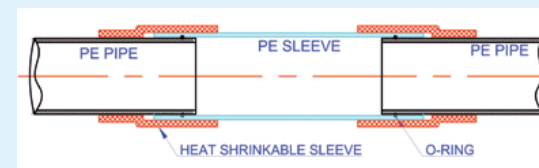
2.2.4 Smooth polymer ducts

Smooth polymer ducts are predominantly used for external tendons. They are made of UV-resistant, polyethylene (PE) material (virgin granulate) in accordance with EN 12201, ASTM D3035 or ASTM F714 or equivalent standards. Material recycled from previously used PE components must not be used. Ducts normally have a ratio of diameter/wall thickness (RDS) of 17 and a filling ratio not higher than 0.5. The filling ratio is the ratio between the section of the prestressing steel and the duct section. For dimensions refer to Chapter 1.2

Smooth plastic ducts are usually delivered in elements of 6m or 12m. The duct of an external tendon is built up of several elements, which are joined by 'mirror welding'; a heat fusion process that heats the two surfaces and then fuses them together, resulting in a permanent, monolithic fusion joint.

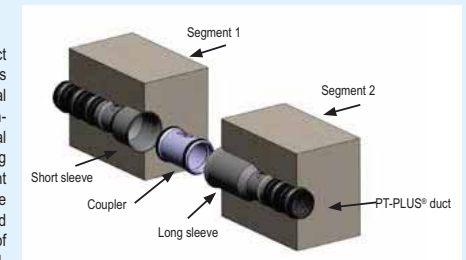


Couplers are employed at specific locations of an external tendon, in order to provide a tolerance for installation. These couplers are made from a piece of duct slightly larger than the duct to be coupled. Transitions at both ends need to be sealed by heat-shrink sleeves.



2.2.5 VSL PT-PLUS® duct segmental coupler

The VSL PT-PLUS® duct segmental coupler is implemented for internal prestressing in match-cast precast segmental structures, providing encapsulation at segment joints. It consists of a face seal ring that is compressed during the joining of segments against well-defined bearing surfaces on both segments.



The VSL PT-PLUS® duct segmental coupler presents the following design features:

- complete encapsulation of the post-tensioning tendons across segment joints
- enables implementation of electrically isolated tendons in precast segmental structures
- compact and similar in size to standard ducting
- can be used when tendons cross the segment joint at an angle

2.3 Steel pipes

Thin and machine-bendable steel pipes may be used for special applications, such as cryogenic, nuclear or offshore, where ducts are subjected to high loading during concreting or when particularly tight tendon curvature is required. For further information and dimensions contact your local VSL representative.

2.4 Influence of the choice of duct on fatigue resistance of tendons

The fatigue resistance of post-tensioned tendons depends as well on the type of duct used. When using a corrugated steel duct the contact surface between the strand and steel duct is very limited. In consequence, the contact pressure on the strand in deviated zones is very high. In contrast, PT-PLUS® ducts feature a larger contact surface and lower contact pressure between strand and polymer.

The figure below shows the results of fatigue tests of post-tensioned beams performed at ETH Zürich. The results indicate fatigue resistance under cyclic loading with a nominal stress range in the prestressing steel.

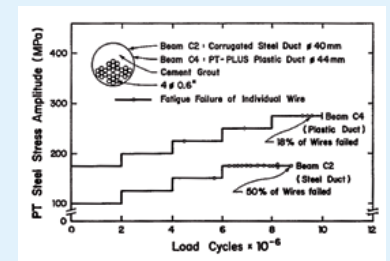
The X-axis shows the number of cycles, while the Y-axis shows the stress amplitude in the post-tensioning steel.

Tests with polymer ducts showed a significantly better fatigue performance than tests with corrugated steel ducts.

In order to avoid wire breakage, VSL recommends limiting the equivalent stress range under fatigue loading to the resisting stress range of the prestressing steel for 1 Mio cycles:

- 150MPa for polymer ducts
- 120MPa for corrugated steel ducts

For fatigue load combination and further details refer to EN 1992-1-1, Section 6.8



3. ANCHORAGES

This section includes technical Data of VSL anchorages, such as anchorage geometry, local anchorage zone reinforcement and minimum centre spacing. Below an overview of available Data Sheets.

The information on the following data sheets of local anchorage zone reinforcement and required concrete strength at the time of stressing is VSL's recommended detailing. Details under particular local regulations may vary from the indicated content. Please contact VSL for clarification.

How to find the corresponding Data Sheet:

1. Choose anchorage

The choice of anchorage can be carried out in function of the type of structural element, design considerations as well as the required protection level:
→ refer to Page 7: The VSL strand post-tensioning systems – solutions for any application

2. Choose type of strand and grade of local anchorage zone reinforcement

Choose the required strand type:

- Fpk = 279 kN
- Fpk = 265 kN / 260.4 kN
(or Fpk = 186 kN / 177 kN in case 0.5"strand)
→ refer to Page T1 & T2 for strand characteristics

Choose required grade of passive reinforcement for local anchorage zone:

- fy = 500 MPa
- fy = 460 MPa
- fy = 390 MPa

3. Choose Data Sheet

Choose Data Sheet based on tables on this double page:

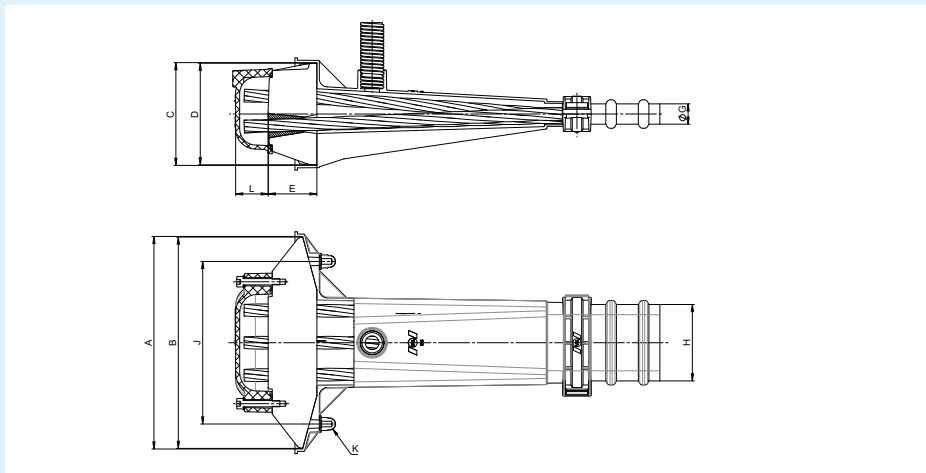
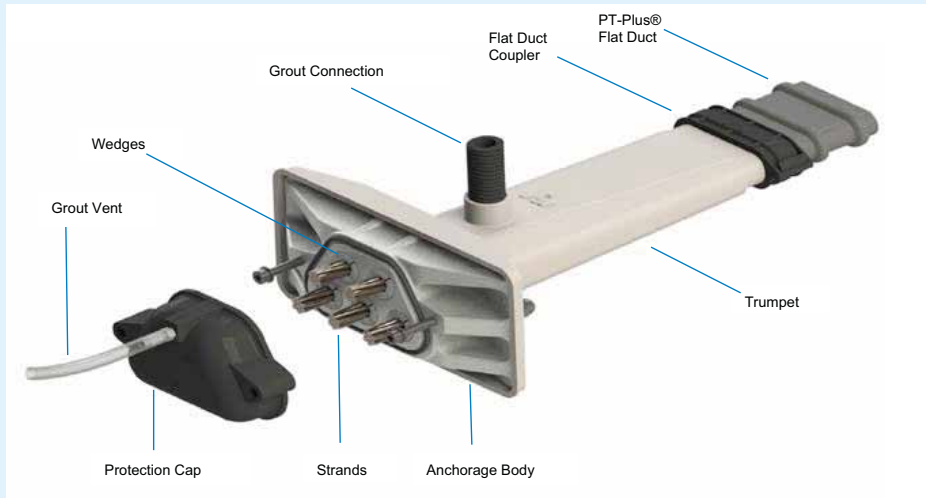
VSL SLAB Post-Tensioning System						
Anchorage [-]	Data Sheet Type [-]	Strand Fpk [kN]	Rebar fy [MPa]	Data Sheet No. VSLI-BDA-		Notes
VSLabS	Geometry	-	-	015	T 7	
VSLabS	Local Zone Reinforcement	279	500	130	T 8	
VSLabS	Local Zone Reinforcement	265	460	128	T 9	
VSLabS	Local Zone Reinforcement	265	460	127	T 10	Option Longitudinal Stirrups
VSLabS	Local Zone Reinforcement	265	390	126	T 11	
S 6-1 PLUS	Geometry	-	-	014	T 12	
S 6-1 Mono	Geometry	-	-	013	T 13	
S 6-1 PLUS / S 6-1 Mono	Local Zone Reinforcement	279 / 265 / 260	500 / 460	125	T 14	
H (Slab)	Geometry	-	-	017	T 15	LZR → Page T 26
P (Slab)	Geometry	-	-	018	T 16	LZR → Page T 28

VSL MULTISTRAND Post-Tensioning System - Internal Bonded Tendons						
Anchorage [-]	Data Sheet Type [-]	Strand Fpk [kN]	Rebar fy [MPa]	Data Sheet No. VSLI-BDA-	Page	Notes
GC Internal	Geometry	-	-	002	T 17	
GC Internal	Local Zone Reinforcement	279	500	112	T 18	
GC Internal	Local Zone Reinforcement	265 / 260	460	108	T 19	
GC Internal	Local Zone Reinforcement	265 / 260	390	104	T 20	
E 0.6"	Geometry	-	-	001	T 21	
E 0.6"	Local Zone Reinforcement	279	500	103	T 22	
E 0.6"	Local Zone Reinforcement	265 / 260	460	102	T 23	
E 0.6"	Local Zone Reinforcement	265 / 260	390	101	T 24	
H 0.6" & 0.5"	Geometry	-	-	007	T 25	
H 0.6" & 0.5"	Local Zone Reinforcement	279 to 186	500 / 460	124	T 26	
P	Geometry	-	-	008	T 27	
P	Local Zone Reinforcement	279 / 265 / 260	500	117	T 28	
Coupler K	Geometry	-	-	006	T 29	
Z	Geometry	-	-	016	T 30	
AF	Geometry	-	-	010	T 31	
AF	Local Zone Reinforcement	279 / 265 / 260	500 / 460 / 390	119	T 32	
Loop L	Geometry	-	-	009	T 33	
Loop L	Local Zone Reinforcement	279 / 265 / 260	≥ 390	118	T 34	
Sc 0.5"	Geometry	-	-	011	T 35	
Sc 0.5"	Local Zone Reinforcement	186	460	121	T 36	
Sc 0.5"	Local Zone Reinforcement	186	390	120	T 37	
E 0.5"	Geometry	-	-	012	T 38	
E 0.5"	Local Zone Reinforcement	186	460	123	T 39	
E 0.5"	Local Zone Reinforcement	186	390	122	T 40	

VSL MULTISTRAND Post-Tensioning System - External Grouted Tendons						
Anchorage [-]	Data Sheet Type [-]	Strand Fpk [kN]	Rebar fy [MPa]	Data Sheet No. VSLI-BDA-	Page	Notes
GC External	Geometry	-	-	003	T 41	
GC External	Local Zone Reinforcement	279	500	113	T 42	
GC External	Local Zone Reinforcement	265 / 260	460	109	T 43	
GC External	Local Zone Reinforcement	265 / 260	390	105	T 44	

VSL SLAB Post-Tensioning System - Electrically Isolated Tendons						
Anchorage [-]	Data Sheet Type [-]	Strand Fpk [kN]	Rebar fy [MPa]	Data Sheet No. VSLI-BDA-	Page	Notes
GC EIT	Geometry	-	-	004	T 45	
GC EIT	Local Zone Reinforcement	279	500	114	T 46	
GC EIT	Local Zone Reinforcement	265 / 260	460	110	T 47	
GC EIT	Local Zone Reinforcement	265 / 260	390	106	T 48	

Slab Post-Tensioning System Internal Bonded Post-Tensioning ANCHORAGE TYPE VSLab S



Unit	A	B	C	D	E	F	G	H	J	K	L
6-2	175	170	80	75	55	60	25	41	140	M10	40
6-3	215	210	95	90	55	60	25	58	170	M10	40
6-4	235	230	115	110	60	60	25	76	180	M10	40
6-5	265	260	130	125	60	60	25	94	200	M10	40

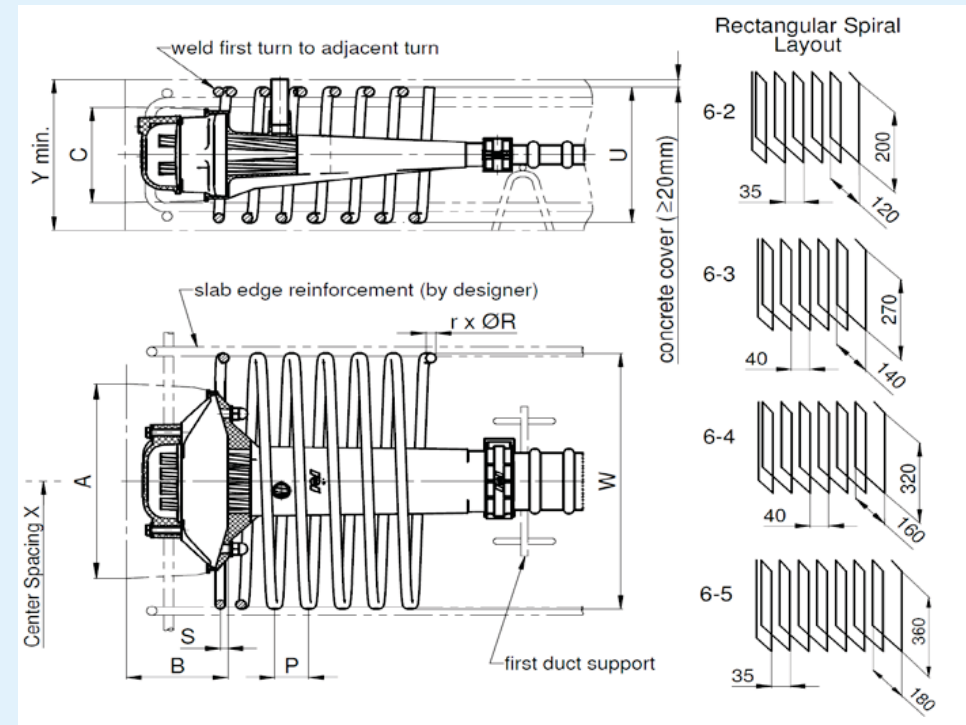
Notes

All dimensions in [mm]

System applicable to strands with $A_p = 140 \text{ mm}^2$ or $A_p = 150 \text{ mm}^2$

System can be used with corrugated steel duct or PT-Plus® duct

Slab Post-Tensioning System Internal Bonded Post-Tensioning ANCHORAGE TYPE VSLab S (Strand $F_{pk} = 279 \text{ kN}$) LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$



CONCRETE 20/25 MPa

Unit	Local Zone Reinforcement						Spacing		Recess		
	P	r	ØR	S	U	W	X	Y _{min}	A	B	C
6-2	35	6	12	10	120	200	240	160	175	115	80
6-3	40	6	12	0	140	270	310	180	215	115	95
6-4	40	7	12	10	160	320	360	200	235	120	115
6-5	35	8	12	15	180	360	400	220	265	120	130

Notes

All dimensions in [mm]

Strand $A_p = 150 \text{ mm}^2$, $f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$ (GUTS), $F_{pk} = 279 \text{ kN}$

Concrete: minimum required strength $f_{c, cylinder} / f_{c, cube}$ in N/mm^2 at stressing

Local zone reinforcement bent and anchored in accordance with BS EN 1992

Reinforcement, edge distance and center spacing may be modified, contact VSL

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.

Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$

For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1

r = number of turns, incl. length for anchoring of reinforcement bar

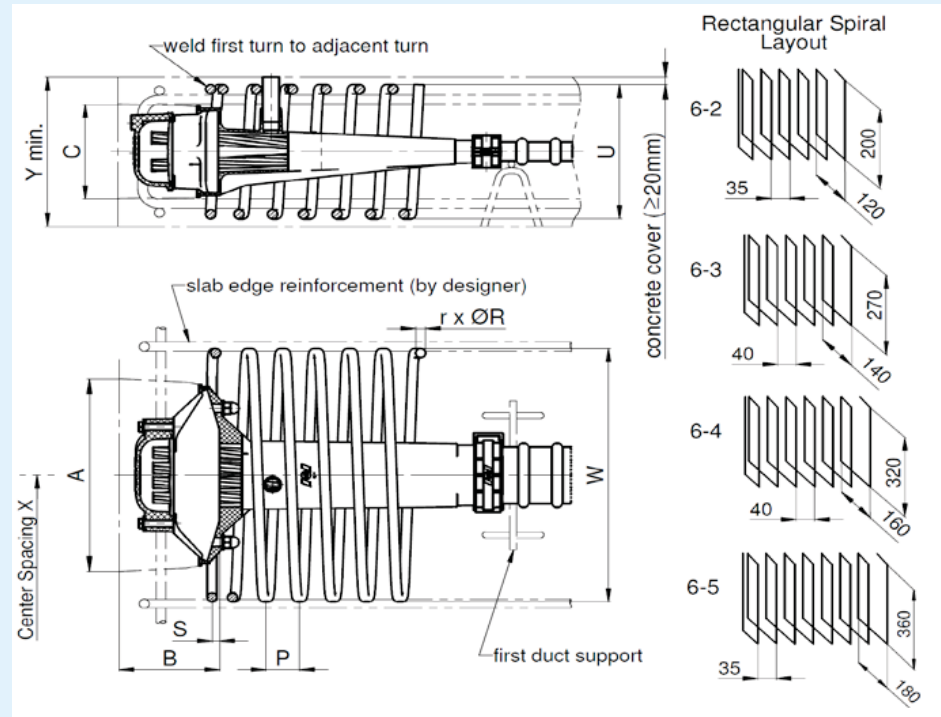
X = anchorage spacing

Y_{min} = min. allowable slab thickness

Slab Post-Tensioning System Internal Bonded Post-Tensioning

ANCHORAGE TYPE VSLab S (Strand $F_{pk} = 265 \text{ kN}$)

LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$



CONCRETE 20/25 MPa

Unit	Local Zone Reinforcement						Spacing		Recess		
	P	r	ØR	S	U	W	X	Y _{min}	A	B	C
6-2	35	6	12	10	120	200	240	160	175	115	80
6-3	40	6	12	0	140	270	310	180	215	115	95
6-4	40	7	12	10	160	320	360	200	235	120	115
6-5	35	8	12	15	180	360	400	220	265	120	130

Notes

All dimensions in [mm]

Strand $A_p = 150 \text{ mm}^2$, $f_{pk} = 1770 \text{ N/mm}^2$ (GUTS), $F_{pk} = 265 \text{ kN}$

Concrete: minimum required strength $f_{c, cylinder} / f_{c, cube}$ in N/mm^2 at stressing

Local zone reinforcement bent and anchored in accordance with BS EN 1992

Reinforcement, edge distance and center spacing may be modified, contact VSL

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.

Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$

For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1

r = number of turns, incl. length for anchoring of reinforcement bar

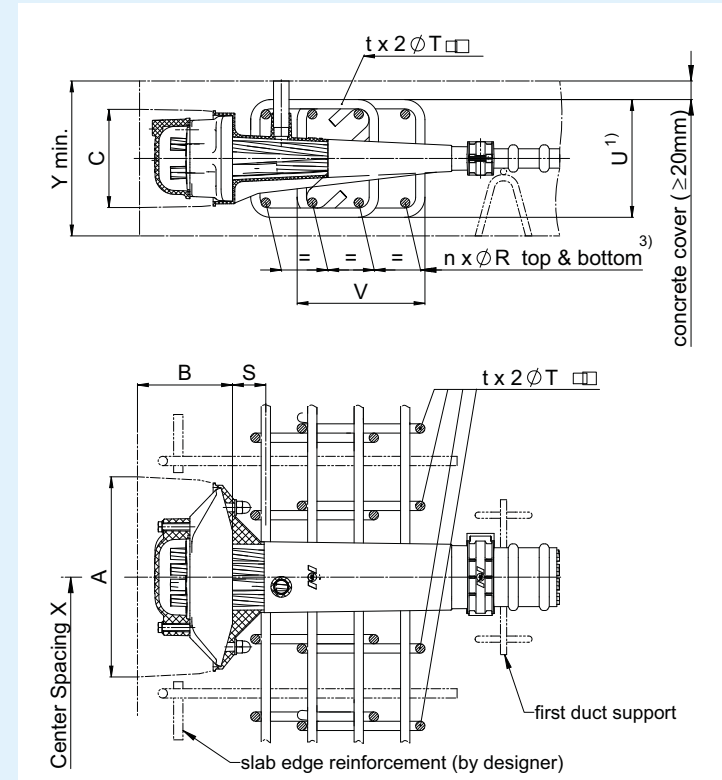
X = anchorage spacing

Y_{min} = min. allowable slab thickness

Slab Post-Tensioning System Internal Bonded Post-Tensioning

ANCHORAGE TYPE VSLab S (Strand $F_{pk} = 265 \text{ kN}$)

LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$. OPTION LONGITUDINAL STIRRUPS



CONCRETE 20/25 MPa

Local Zone Reinforcement														Spacing		Recess		
Unit	n	ØR	S	t x ØT	U _{min}	U _{max}	V	W	Z	X ⁽²⁾	Y _{min}	A	B	C				
6-2	4	10	25	2 x 10	110	120	140	180	-	210	160	175	115	80				
6-3	4	12	30	2 x 12	130	150	140	220	-	270	180	215	115	95				
6-4	4	12	40	4 x 12	150	180	140	180	280	320	200	235	120	115				
6-5	4	16	40	4 x 12	170	200	160	190	310	350	220	265	120	130				

Notes

All dimension in [mm]

1) Depending on slab thickness and required concrete cover $U_{min} \leq U \leq U_{max}$

2) X = anchorage spacing. Minimum edge distance: X/2 + concrete cover

3) transverse bars to be anchored acc. to general detailing rules

Strand $A_p = 150 \text{ mm}^2$, $f_{pk} = 1770 \text{ N/mm}^2$ (GUTS), $F_{pk} = 265.5 \text{ kN}$

Concrete: minimum required strength $f_{c, cylinder} / f_{c, cube}$ in N/mm^2 at stressing

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.

Local zone reinforcement bent and anchored in accordance with BS EN 1992

Reinforcement, edge distance and center spacing may be modified, contact VSL

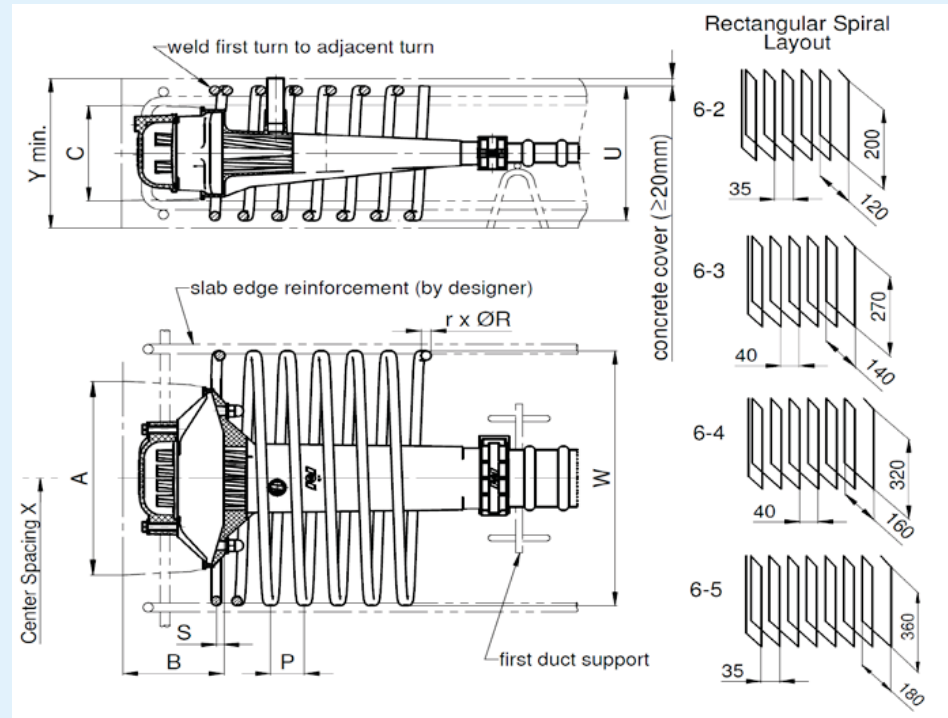
Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$

n = number of transverse bars

t = number of pairs of stirrups

Y_{min} = min. allowable slab thickness

Slab Post-Tensioning System
Internal Bonded Post-Tensioning
ANCHORAGE TYPE VSLab S (Strand $F_{pk} = 265 \text{ kN}$)
LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 390 \text{ N/mm}^2$



CONCRETE 20/25 MPa

Unit	Local Zone Reinforcement						Spacing		Recess		
	P	r	ØR	S	U	W	X	Y _{min}	A	B	C
6-2	35	6	12	10	120	200	240	160	175	115	80
6-3	40	6	12	0	140	270	310	180	215	115	95
6-4	40	7	12	10	160	320	360	200	235	120	115
6-5	35	8	12	15	180	360	400	220	265	120	130

Notes

All dimensions in [mm]

Strand $A_p = 150 \text{ mm}^2$, $f_{pk} = 1770 \text{ N/mm}^2$ (GUTS), $F_{pk} = 265 \text{ kN}$

Concrete: minimum required strength $f_{c, cylinder}$, $f_{c, cube}$ in N/mm^2 at stressing

Local zone reinforcement bent and anchored in accordance with BS EN 1992

Reinforcement, edge distance and center spacing may be modified, contact VSL

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.

Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 390 \text{ N/mm}^2$

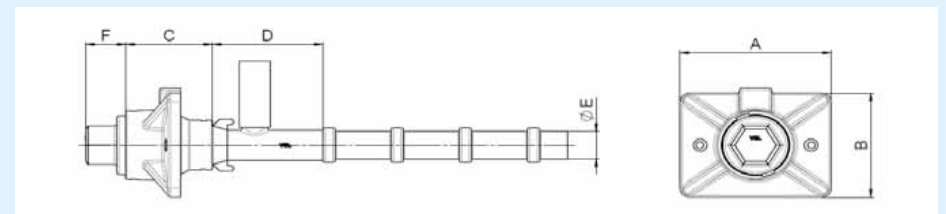
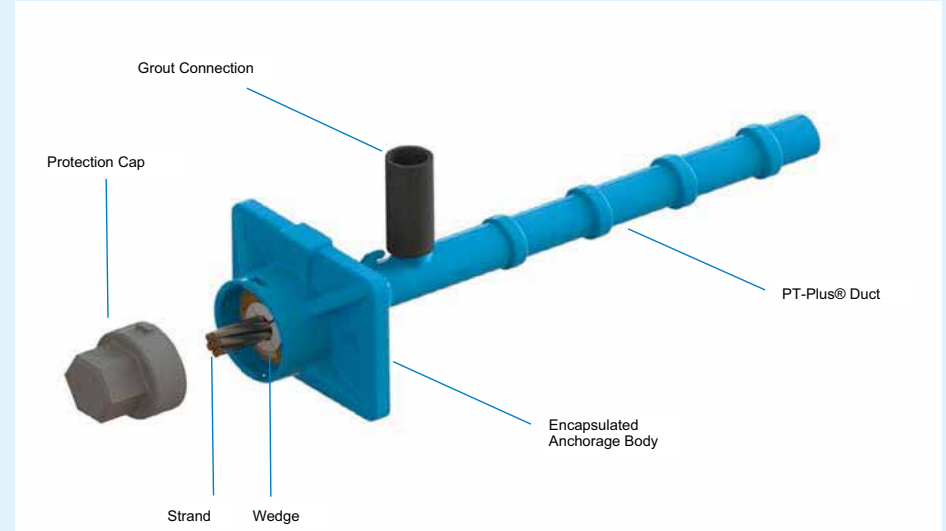
For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1

r = number of turns, incl. length for anchoring of reinforcement bar

X = anchorage spacing

Y_{min} = min. allowable slab thickness

Slab Post-Tensioning System
Internal Bonded Post-Tensioning
ANCHORAGE TYPE S 6-1 PLUS



Unit	A	B	C	D	ØE	F
6-1	122	94	70	90	22/25	32

Notes

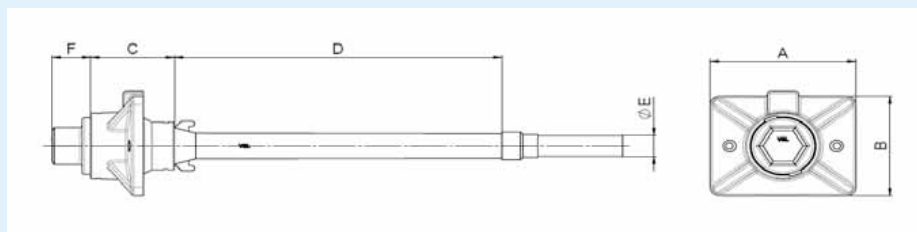
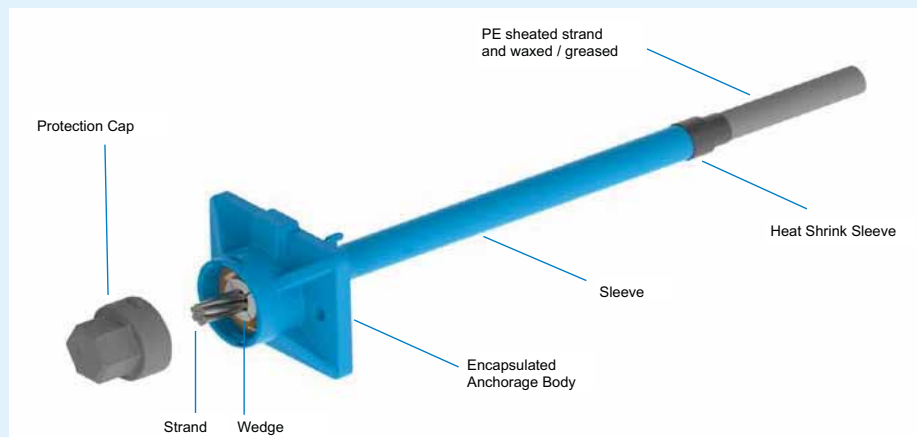
All dimensions in [mm]

System applicable to strands with $A_p = 140 \text{ mm}^2$ or $A_p = 150 \text{ mm}^2$

Slab Post-Tensioning System

Internal Unbonded Post-Tensioning

ANCHORAGE TYPE S 6-1 Mono



Unit	A	B	C	D	ØE	F
6-1	122	94	70	300	19	32

Notes

All dimensions in [mm]

System applicable to strands with $A_p = 140 \text{ mm}^2$ or $A_p = 150 \text{ mm}^2$

Slab Post-Tensioning System

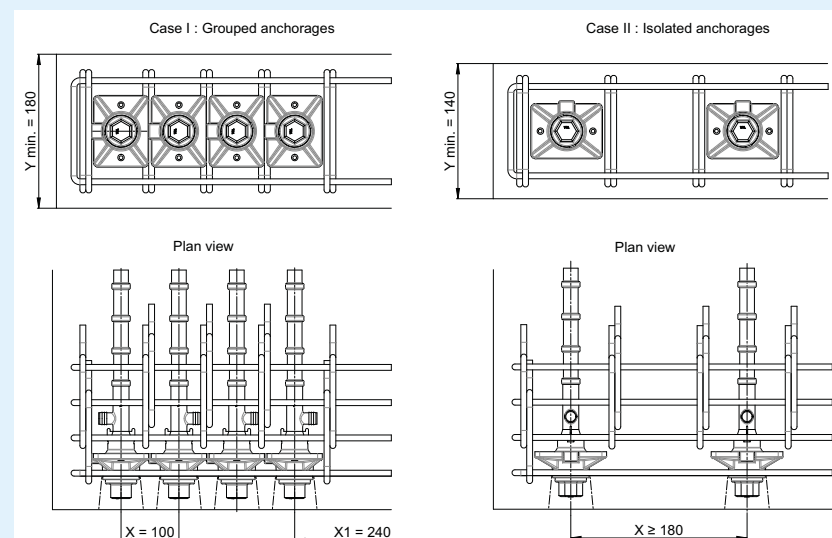
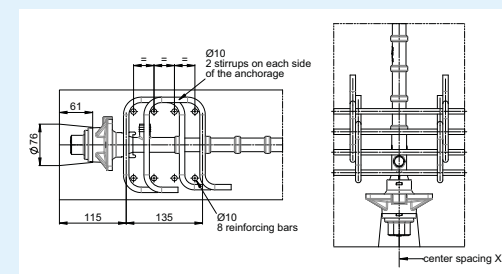
Internal Bonded and Unbonded Post-Tensioning



ANCHORAGE TYPE S 6-1 PLUS and S 6-1 MONO (Strand $F_{pk} = 260 / 265.5 / 279 \text{ kN}$)

LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 460 / 500 \text{ N/mm}^2$

CONCRETE 16/20 MPa



Minimum edge distance: 120mm + concrete cover

Minimum edge distance: $X/2$ + concrete cover

Notes

Nom. strand breaking load	Min. yield strength for local zone reinforcement
$F_{pk} = 260.4 / 265.5 \text{ kN}$	$f_y = 460 \text{ N/mm}^2$
$F_{pk} = 279 \text{ kN}$	$f_y = 500 \text{ N/mm}^2$

All dimension in [mm]

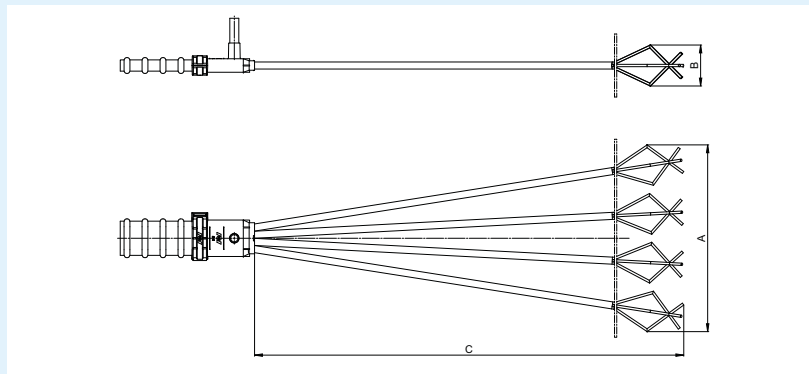
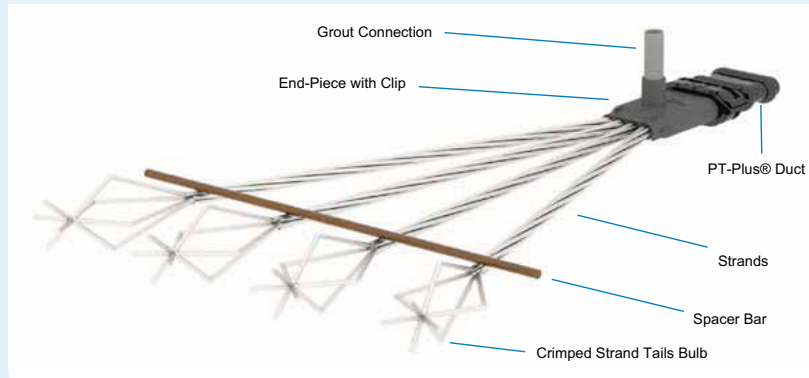
Min. required concrete strength $f_{c, \text{cylinder}} / f_{c, \text{cube}} = 16/20 \text{ MPa}$ at stressing

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.

X= anchorage spacing.

X1= min spacing between last and first anchorage of grouped anchorages

Slab Post-Tensioning System Internal Bonded Post-Tensioning DEAD END ANCHORAGE TYPE H (Slab)



Unit	A	B	C
6-1	90	90	1250
6-2	190	90	1250
6-3	290	90	1250
6-4	390	90	1250
6-5	490	90	1250

Nom. strand breaking load	Min. concrete strength at stressing	Max. tendon force after lock-off
$F_{pk} = 260.4 / 265.5 / 279\text{kN}$	20 / 25 $f_{c,cyl}$ / $f_{c,cube}$ in MPa	80% of F_{pk}

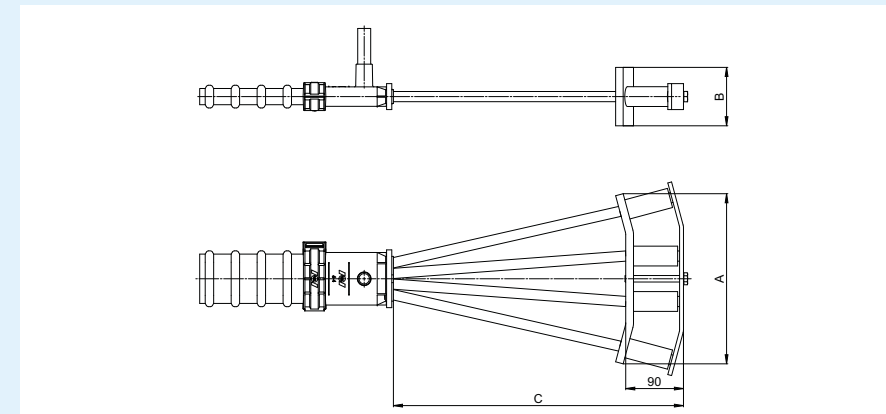
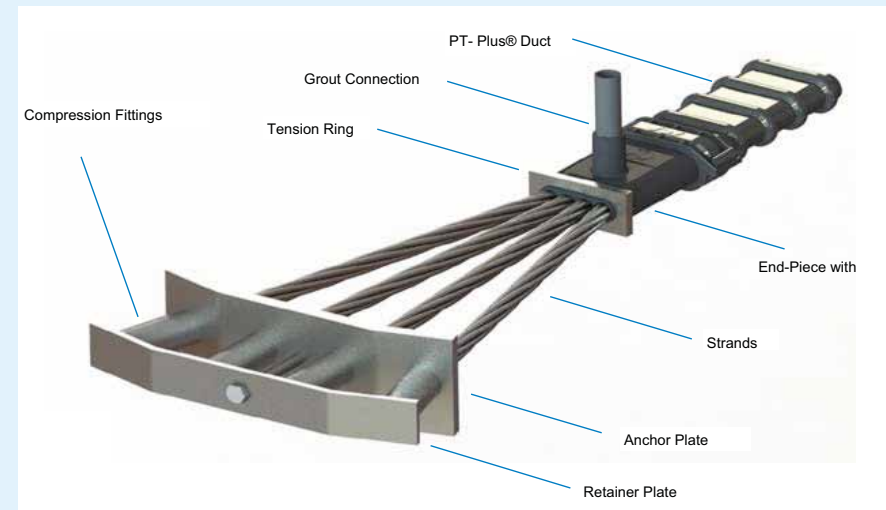
Notes

All dimensions in [mm]

System applicable to strands with $A_p = 140\text{ mm}^2$ or $A_p = 150\text{ mm}^2$

System can be used with corrugated steel duct or with PT-Plus® duct

Slab Post-Tensioning System Internal Bonded Post-Tensioning DEAD END ANCHORAGE TYPE P (Slab)



Unit	A	B	C
6-2	180	70	280
6-3	230	80	330
6-4	260	100	430
6-5	310	110	430

Nom. strand breaking load	Min. concrete strength at stressing
$F_{pk} = 260.4 / 265.5 / 279\text{kN}$	20 / 25 $f_{c,cyl}$ / $f_{c,cube}$ in MPa

Notes

All dimensions in [mm]

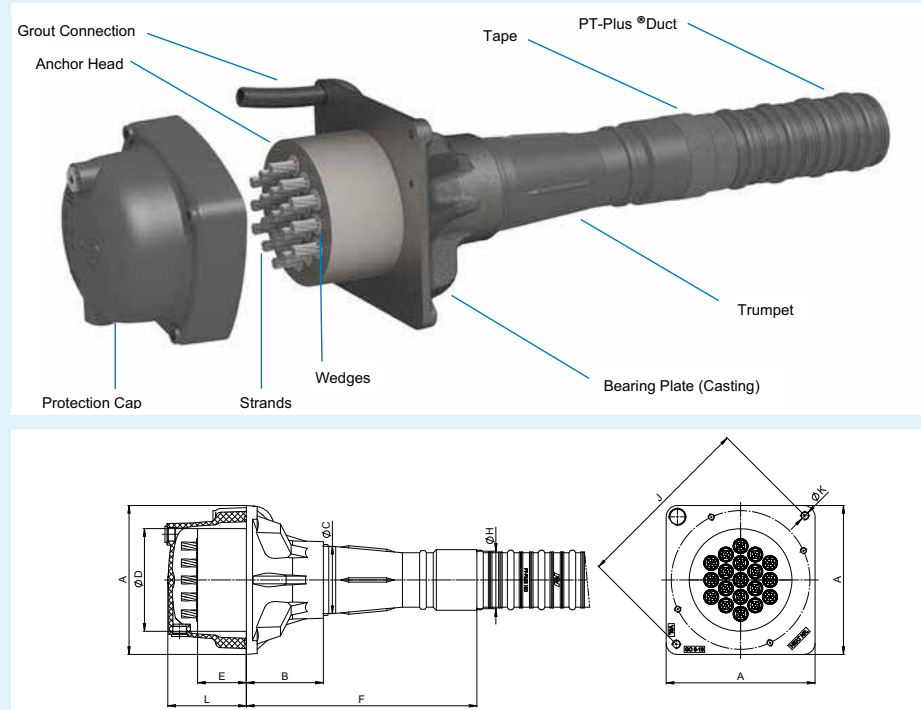
System applicable to strands with $A_p = 140\text{ mm}^2$ or $A_p = 150\text{ mm}^2$

System can be used with corrugated steel duct or with PT-Plus® duct

Multistrand Post-Tensioning System

Internal Bonded Post-Tensioning

ANCHORAGE TYPE GC



Unit	A	B	ØC	ØD	E	F	ØH ⁽²⁾	J ⁽¹⁾	ØK	L
6-3	130	120	50	95	50	120	50	140	M12	105
6-4	140	120	60	110	55	120	60	154	M12	110
6-7	180	135	76	135	60	135	69	210	M12	120
6-12	230	220	92	170	75	220	92	264	M16	135
6-15	260	240	113	190	85	240	113	316	M16	145
6-19	290	150	131	200	95	450	112	354	M16	155
6-22	320	150	153	220	100	640	112	400	M16	160
6-27	350	170	164	240	110	620	127	430	M16	170
6-31	375	170	173	260	120	580	143	470	M16	180
6-37	410	170	196	280	135	770	142	524	M16	200
6-43	470	180	230	320	145	935	166	420	M20	215
6-55	520	180	240	340	160	1035	166	452	M20	230

Notes

All dimensions in [mm]

System applicable to strands with $A_p = 140 \text{ mm}^2$ or $A_p = 150 \text{ mm}^2$

(1) J-spacing of bolts for fixation to formwork

(2) ØH-Inner dia of the trumpet

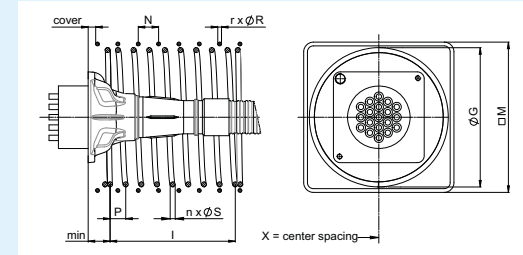
System can be used with corrugated steel duct or with PT-Plus® duct

Multistrand Post-Tensioning System

Internal Bonded Post-Tensioning

ANCHORAGE TYPE GC (Strand $F_{pk} = 279 \text{ kN}$)

LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$



Reinforcement consists of a combination of spiral and stirrups

CONCRETE 25/30 MPa

Unit	ØS	n ⁽¹⁾	P	ØG	I	ØR	r ⁽²⁾	N	M	X
6-3	10	5	50	150	150	8	4.0	60	180	200
6-4	12	5	60	180	180	8	5.0	50	210	230
6-7	12	7	50	250	250	10	6.0	55	280	305
6-12	16	7	60	345	300	10	5.0	85	380	400
6-15	16	9	50	395	350	8	7.0	70	425	440
6-19	16	10	50	445	400	12	7.0	70	480	495
6-22	20	9	60	480	420	10	6.0	100	515	535
6-27	16	12	50	530	500	16	9.0	65	570	590
6-31	16	13	50	570	550	16	11.0	60	615	635
6-37	20	11	60	630	540	16	10.0	70	670	690

CONCRETE 32/40 MPa

Unit	ØS	n ⁽¹⁾	P	ØG	I	ØR	r ⁽²⁾	N	M	X
6-3	12	5	55	155	165	-	-	-	-	175
6-4	12	6	45	180	180	-	-	-	-	200
6-7	12	6	50	215	200	10	6.0	50	245	265
6-12	16	7	55	295	275	10	5.0	90	325	345
6-15	16	8	50	335	300	10	7.0	65	365	385
6-19	16	10	45	375	360	12	7.0	65	410	430
6-22	20	8	60	410	360	12	6.0	85	445	465
6-27	16	11	45	455	405	16	8.0	65	495	515
6-31	16	12	45	490	450	16	10.0	55	530	550
6-37	20	12	50	540	500	16	8.0	85	580	600

CONCRETE 40/50 MPa

Unit	ØS	n ⁽¹⁾	P	ØG	I	ØR	r ⁽²⁾	N	M	X
6-3	12	5	50	135	150	-	-	-	-	155
6-4	12	6	40	160	160	-	-	-	-	180
6-7	16	6	60	220	240	-	-	-	-	240
6-12	16	7	50	295	250	-	-	-	-	315
6-15	20	7	60	330	300	-	-	-	-	350
6-19	16	8	50	335	300	12	8.0	50	370	390
6-22	20	7	60	370	300	12	7.0	65	400	420
6-27	20	8	60	400	360	16	6.0	85	445	465
6-31	20	9	60	435	420	16	7.0	75	480	500
6-37	20	9	60	480	420	20	7.0	80	530	550

Notes

All dimension in [mm]

Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$

Min. required concrete strength $f_{c_{cylinder}} / f_{c_{cube}}$ in MPa at stressing

Strand $A_p = 150 \text{ mm}^2$, $F_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$ (GUTS), $F_{pk} = 279 \text{ kN}$

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.

For units 6-43 and 6-55 used with Strand $F_{pk} = 279 \text{ kN}$ please contact VSL

CONCRETE 28/35 MPa

Unit	ØS	n ⁽¹⁾	P	ØG	I	ØR	r ⁽²⁾	N	M	X
6-3	10	5	50	140	150	8	4.0	55	165	185
6-4	12	5	60	170	180	8	5.0	50	195	215
6-7	12	6	50	230	200	10	6.0	50	260	280
6-12	16	7	60	320	300	10	6.0	75	350	370
6-15	16	9	50	365	350	8	9.0	50	390	410
6-19	16	9	50	410	360	12	9.0	55	440	460
6-22	20	9	60	445	420	10	7.0	80	475	495
6-27	16	11	50	490	450	16	9.0	60	530	550
6-31	16	13	45	530	495	16	10.0	60	570	590
6-37	20	12	55	585	550	16	9.0	80	625	645

CONCRETE 36/45 MPa

Unit	ØS	n ⁽¹⁾	P	ØG	I	ØR	r ⁽²⁾	N	M	X
6-3	12	5	55	145	165	-	-	-	-	165
6-4	12	6	45	170	180	-	-	-	-	190
6-7	16	6	65	230	260	-	-	-	-	250
6-12	16	8	50	305	300	-	-	-	-	325
6-15	16	8	50	315	300	10	6.0	65	345	365
6-19	16	9	45	355	315	12	7.0	65	390	410
6-22	20	8	60	385	360	12	6.0	79	420	440
6-27	16	11	45	425	405	16	8.0	60	465	485
6-31	16	11	45	460	405	16	10.0	50	500	520
6-37	20	10	55	510	440	16	10.0	60	550	570

X = minimal center spacing between anchorages

For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1

n = number of spiral turns including first and last required as anchorage length

Reinforcement, edge distance, center spacing may be modified, contact VSL

Multistrand Post-Tensioning System

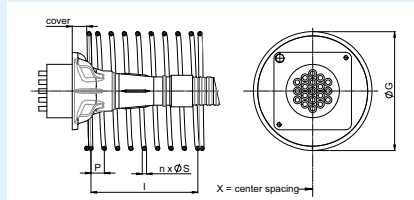
Internal Bonded Post-Tensioning

ANCHORAGE TYPE GC (Strand $F_{pk} = 260 / 265 \text{ kN}$)

LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$



OPTION A - SPIRAL REINFORCEMENT



CONCRETE 20/25 MPa					
A Spiral Reinforcement					
Unit	I	P	ØS	ØG	n X
6-3	225	45	10	192	5 210
6-4	275	55	12	220	5 240
6-7	320	40	12	290	8 310
6-12	385	55	16	385	7 405
B Stirrup Reinforcement					
Unit	I	P	ØR	M	r X ØT
6-3	180	45	12	190	5 210 8
6-4	200	40	12	220	6 240 8
6-7	300	50	16	290	7 310 10
6-12	360	40	16	385	10 405 16

CONCRETE 24/30 MPa					
A Spiral Reinforcement					
Unit	I	P	ØS	ØG	n X
6-3	225	45	10	175	5 195
6-4	250	50	12	200	5 220
6-7	325	65	16	265	5 285
6-12	400	50	16	350	7 310 12
6-15	405	45	16	385	9 415 16
6-19	440	40	16	445	11 465
6-22	495	55	20	480	9 500
6-27	550	50	20	535	11 555
6-31	550	50	20	575	11 595
6-37	630	45	20	630	14 650
6-43	715	65	25	680	11 700
6-55	770	55	25	770	14 790
B Stirrup Reinforcement					
Unit	I	P	ØR	M	r X ØT
6-3	180	45	12	175	5 195 8
6-4	195	65	16	200	4 220 8
6-7	250	50	16	265	6 285 10
6-12	360	60	20	350	7 310 12
6-15	400	50	20	385	9 415 16
6-19	405	45	20	445	10 465 16
6-22	455	65	25	480	8 500 16
6-27	540	60	25	535	10 555 20
6-31	550	50	25	575	11 595 20
6-37	600	50	25	630	13 650 25
6-43	675	75	32	680	10 700 25
6-55	715	65	32	770	12 790 25

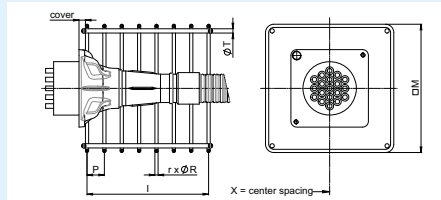
CONCRETE 32/40 MPa					
A Spiral Reinforcement					
Unit	I	P	ØS	ØG	n X
6-3	225	45	10	150	5 170
6-4	250	50	12	175	5 195
6-7	325	65	16	230	5 250
6-12	350	50	16	305	7 325
6-15	360	45	16	340	8 360
6-19	400	40	16	390	10 410
6-22	440	50	20	415	8 435
6-27	500	50	20	465	10 485
6-31	495	45	20	500	11 520
6-37	585	65	25	545	9 565
6-43	600	60	25	590	10 610
6-55	650	50	25	670	13 690
B Stirrup Reinforcement					
Unit	I	P	ØR	M	r X ØT
6-3	135	45	12	150	4 170 8
6-4	195	65	16	175	4 195 8
6-7	225	45	16	230	6 250 8
6-12	300	60	20	305	6 325 12
6-15	350	50	20	340	8 360 12
6-19	360	45	20	390	9 410 16
6-22	420	60	25	415	8 435 16
6-27	440	55	25	465	9 485 16
6-31	495	45	20	470	11 490
6-37	520	65	25	515	8 535
6-43	585	65	25	560	9 580
6-55	660	60	32	675	12 695 25

CONCRETE 40/50 MPa											
A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement					
Unit	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X	ØT
6-3	200	50	10	135	4 155	150	50	12	135	4 155	8
6-4	250	50	12	155	5 175	195	65	16	155	4 175	8
6-7	325	65	16	205	5 225	225	45	16	205	6 225	8
6-12	330	55	16	275	6 285	300	60	20	275	6 285	10
6-15	315	45	16	305	7 325	300	50	20	305	7 325	12
6-19	360	40	16	350	9 370	315	45	20	350	8 370	12
6-22	385	55	20	375	7 395	360	60	25	375	7 395	16
6-27	450	50	20	415	9 435	385	55	25	415	8 435	16
6-31	450	50	20	450	9 470	450	50	25	450	10 470	16
6-37	520	65	25	490	8 510	450	75	32	490	7 510	16
6-43	585	65	25	530	9 550	490	70	32	530	8 550	20
6-55	600	50	25	600	12 620	600	32	610	11 635	20	20

Notes

All dimension in [mm]
 Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$
 Min. required concrete strength $f_{c_cylinder} / f_{c_cube}$ in MPa at stressing
 Strand $A_p = 150 \text{ mm}^2$, $f_{pk} = 1770 \text{ N/mm}^2$ (GUTS), $F_{pk} = 265,5 \text{ kN}$
 Strand $A_p = 140 \text{ mm}^2$, $f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$ (GUTS), $F_{pk} = 260,4 \text{ kN}$

OPTION B - STIRRUP REINFORCEMENT



CONCRETE 28/35 MPa					
A Spiral Reinforcement					
Unit	I	P	ØS	ØG	n X
6-3	225	45	10	160	5 180
6-4	250	50	12	185	5 205
6-7	325	65	16	245	5 265
6-12	350	50	16	325	7 345
6-15	360	45	16	365	8 385
6-19	400	40	16	415	10 435
6-22	440	55	20	445	8 465
6-27	500	50	20	495	10 515
6-31	550	50	20	535	11 555
6-37	585	65	25	580	9 600
6-43	650	65	25	630	10 650
6-55	700	50	25	715	14 735
B Stirrup Reinforcement					
Unit	I	P	ØR	M	r X ØT
6-3	180	45	12	160	5 180 8
6-4	195	65	16	185	4 205 8
6-7	225	45	16	245	6 265 10
6-12	300	60	20	325	7 345 12
6-15	350	50	20	365	8 385 12
6-19	405	45	20	415	10 435 16
6-22	420	60	25	445	8 465 16
6-27	495	55	25	495	10 515 16
6-31	495	55	25	535	10 555 20
6-37	560	60	32	580	8 600 20
6-43	600	75	32	630	9 650 25
6-55	660	60	32	715	12 735 25

CONCRETE 36/45 MPa					
A Spiral Reinforcement					
Unit	I	P	ØS	ØG	n X
6-3	200	50	10	145	4 165
6-4	250	50	12	165	5 185
6-7	280	70	16	220	4 240
6-12	350	50	16	285	7 305
6-15	360	45	16	325	8 345
6-19	360	40	16	365	9 385
6-22	400	55	20	395	8 415
6-27	450	50	20	440	9 460
6-31	495	45	20	470	11 490
6-37	520	65	25	515	8 535
6-43	585	65	25	560	9 580
6-55	600	50	25	630	12 650
B Stirrup Reinforcement					
Unit	I	P	ØR	M	r X ØT
6-3	150	50	12	145	4 165 8
6-4	195	65	16	165	4 185 8
6-7	200	50	16	220	5 240 8
6-12	275	55	20	285	6 305 10
6-15	300	50	20	325	7 345 12
6-19	360	65	25	365	7 385 12
6-22	360	60	25	395	7 415 16
6-27	440	55	25	440	9 460 16
6-31	450	50	25	470	10 490 16
6-37	525	75	32	515	8 535 20
6-43	560	70	32	560	9 580 20
6-55	600	60	32	645	11 665 25

CONCRETE 50/62.5 MPa					
A Spiral Reinforcement					
Unit	I	P	ØS	ØG	n X
6-3	160	40	10	130	4 150
6-4	200	50	12	140	4 160
6-7	260	65	16	185	5 205
6-12	300	50	16	245	6 265
6-15	320	40	16	275	7 295
6-19	360	60	20	315	6 335 12
6-22	350	50	20	335	7 355
6-27	405	45	20	375	9 395
6-31	405	45	20	405	9 425
6-37	480	60	25	440	8 460
6-43	540	60	25	485	9 505
6-55	550	50	25	565	11 585
B Stirrup Reinforcement					
Unit	I	P	ØR	M	r X ØT
6-3	135	45	10	130	4 150 8
6-4	180	60	16	140	4 160 8
6-7	180	45	16	185	5 205 8
6-12	275	55	20	245	6 265 10
6-15	270	45	20	275	7 295 10
6-19	325	65	25	315	6 335 12
6-22	350	50	25	335	8 355 12
6-27	350	50	25	375	8 395 16
6-31	400	60	32	405	6 425 16
6-37	420	70	32	440	7 460 16
6-43	480	60	32	475	9 495 16
6-55	540	60	32	580	10 600 20

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.
 X = minimal center spacing between anchorages
 For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1
 n = number of spiral turns including first and last required as anchorage length
 Reinforcement, edge distance, center spacing may be modified, contact VSL

Multistrand Post-Tensioning System

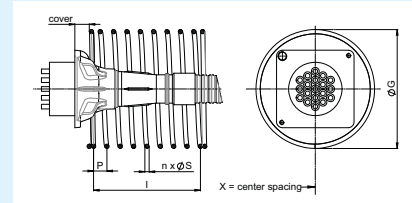
Internal Bonded Post-Tensioning

ANCHORAGE TYPE GC (Strand $F_{pk} = 260$ or 265 kN)

LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 390 \text{ N/mm}^2$



OPTION A - SPIRAL REINFORCEMENT



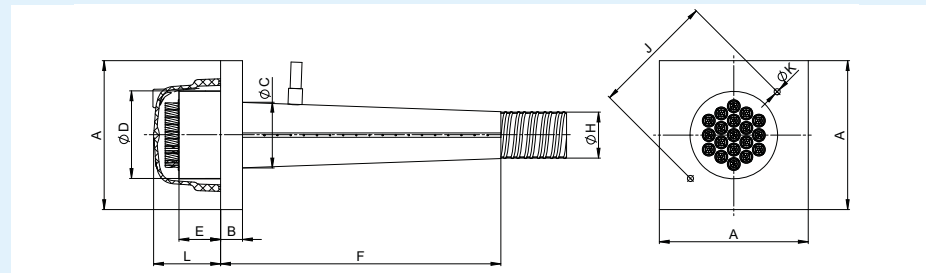
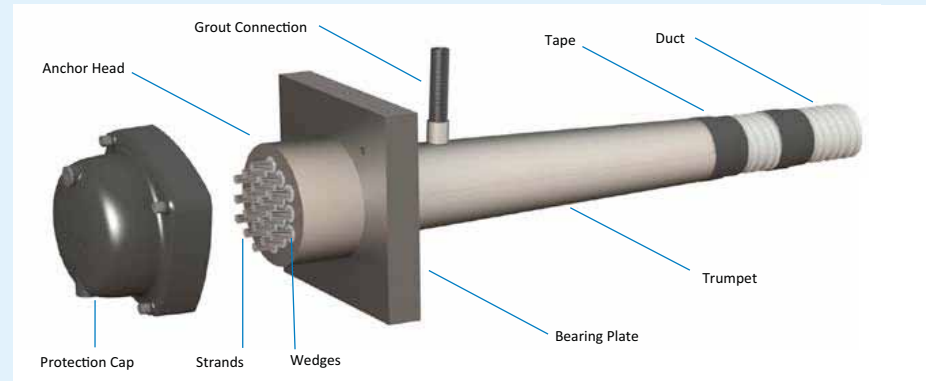
CONCRETE 20/25 MPa

A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement							
Unit	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	X	Ø
6-3	275	55	12	190	5	210	200	40	12	190	6	210	8
6-4	270	45	12	220	6	240	220	55	16	220	5	240	8
6-7	360	60	16	290	6	310	280	40	16	290	8	310	10
6-12	405	45	16	385	9	405	350	50	20	385	8	405	16

Multistrand Post-Tensioning System

Internal Bonded Post-Tensioning

ANCHORAGE TYPE E 0.6



Unit	ØC	ØD	E	ØH ⁽²⁾	L	ØK	Concrete 23/28 & 28/35 MPa				Concrete 32/40 & 36/45 MPa				Concrete 43/53 MPa			
							A	B	F	J ⁽¹⁾	A	B	F	J ⁽¹⁾	A	B	F	J ⁽¹⁾
6-1	18	53	50	25	-	-	75	10	150	86	70	10	150	79	65	10	150	78
6-2	50	90	50	50	-	-	110	10	200	136	100	10	200	122	95	10	200	115
6-3	56	95	50	55	105	M12	135	15	205	135	125	15	205	135	120	15	205	135
6-4	65	110	55	60	110	M12	160	20	210	150	145	20	210	150	130	20	210	150
6-7	84	135	60	72	120	M12	205	30	320	210	175	25	315	210	160	25	315	190
6-12	118	170	75	92	135	M16	270	40	500	265	230	35	495	265	210	35	495	240
6-15	143	190	85	97	145	M16	305	45	585	275	265	40	580	275	240	40	580	275
6-19	150	200	95	107	155	M16	340	50	640	280	290	45	635	280	270	45	635	280
6-22	172	220	100	122	160	M16	370	55	745	310	320	50	740	310	290	50	740	310
6-27	185	240	110	132	170	M16	410	60	690	330	350	55	685	330	320	55	685	330
6-31	192	260	120	142	180	M16	435	65	755	360	370	60	750	360	340	60	750	360
6-37	215	280	135	155	200	M16	480	75	905	370	410	70	900	370	375	65	895	370
6-43	248	320	145	165	215	M20	520	80	1030	420	450	75	1025	420	410	70	1020	420
6-55	255	340	160	185	230	M20	580	95	1045	452	500	90	1040	452	450	80	1030	452

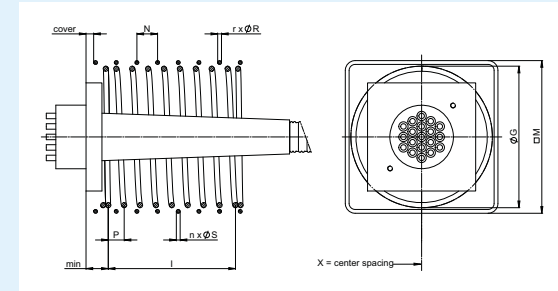
Notes
All dimensions in [mm]
System applicable to strands with $A_p = 140 \text{ mm}^2$ or $A_p = 150 \text{ mm}^2$
Concrete strength is defined as minimum required $f_{c, \text{cyl}} / f_{c, \text{cube}}$ in MPa at time of stressing
(1) J- spacing of bolts for fixation to formwork
(2) ØH-Inner dia of the trumpet
System can be used with corrugated steel duct or with PT-Plus® duct

Multistrand Post-Tensioning System

Internal Bonded Post-Tensioning

ANCHORAGE TYPE E (Strand $F_{pk} = 279 \text{ kN}$)

LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$



Reinforcement consists of a combination of spiral and stirrups

CONCRETE 23/28 MPa													
Unit	Spiral Reinforcement					Orthogonal Reinf.					X		
	ØS	n ⁽¹⁾	P	ØG	I	ØR	r ⁽²⁾	N	M				
6-1	10	5	60	100	180	-	-	-	-	-	120	-	-
6-2	12	5	60	150	180	-	-	-	-	-	170	-	-
6-3	12	5	55	185	165	-	-	-	-	-	205	-	-
6-4	12	6	50	220	200	-	-	-	-	-	240	-	-
6-7	12	6	60	260	240	12	4.0	75	295	315			
6-12	16	7	65	345	325	12	7.0	70	390	410			
6-15	16	7	75	390	375	16	6.0	75	435	455			
6-19	16	8	60	450	420	16	6.0	90	495	515			
6-22	16	10	60	490	480	16	7.0	75	535	555			
6-27	16	11	55	545	495	16	8.0	70	595	615			
6-31	16	12	55	585	550	16	10.0	60	635	655			
6-37	20	11	65	645	585	16	9.0	75	695	715			
6-43	20	13	60	705	660	16	10.0	70	750	770			
6-55	20	14	60	805	720	16	15.0	55	855	875			

CONCRETE 32/40 MPa													
Unit	Spiral Reinforcement					Orthogonal Reinf.					X		
	ØS	n ⁽¹⁾	P	ØG	I	ØR	r ⁽²⁾	N	M				
6-1	10	5	65	85	195	-	-	-	-	-	105	-	-
6-2	12	5	60	125	180	-	-	-	-	-	145	-	-
6-3	12	6	50	155	200	-	-	-	-	-	175	-	-
6-4	12	6	45	180	180	-	-	-	-	-	200	-	-
6-7	12	7	45	210	225	12	5.0	65	245	265			
6-12	16	7	55	290	275	12	6.0	60	325	345			
6-15	16	8	55	320	330	16	7.0	60	365	385			
6-19	16	8	55	370	330	16	8.0	60	415	435			
6-22	16	10	45	400	360	16	8.0	60	445	465			
6-27	16	11	45	450	405	16	10.0	50	495	515			
6-31	16	12	45	490	450	16	12.0	45	535	555			
6-37	20	11	55	540	495	16	11.0	55	585	605			
6-43	20	13	50	585	550	16	14.0	45	630	650			
6-55	20	14	50	670	600	16	18.0	40	715	735			

Notes
All dimension in [mm]
Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Min. required concrete strength $f_{c, \text{cyl}} / f_{c, \text{cube}}$ in MPa at stressing
Strand $A_p = 150 \text{ mm}^2$, $F_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$ (GUTS), $F_{pk} = 279 \text{ kN}$
For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.

CONCRETE 28/35 MPa													
Unit	Spiral Reinforcement					Orthogonal Reinf.					X		
	ØS	n ⁽¹⁾	P	ØG	I	ØR	r ⁽²⁾	N	M				
6-1	10	5	65	90	195	-	-	-	-	-	110	-	-
6-2	12	5	60	135	180	-	-	-	-	-	155	-	-
6-3	12	5	55	165	165	-	-	-	-	-	185	-	-
6-4	12	6	50	195	200	-	-	-	-	-	215	-	-
6-7	12	6	50	225	200	12	5.0	75	260	280			
6-12	16	7	65	315	325	12	6.0	75	350	370			
6-15	16	7	65	345	325	16	6.0	75	390	410			
6-19	16	8	60	395	360	16	7.0	75	440	460			
6-22	16	10	50	430	400	16	7.0	75	475	495			
6-27	16	11	50	485	450	16	9.0	65	530	550			
6-31	16	11	50	525	450	16	10.0	60	570	590			
6-37	20	11	60	580	540	16	9.0	75	625	645			
6-43	20	12	55	630	550	16	11.0	65	675	695			
6-55	20	14	55	720	660	16	14.0	55	765	785			

CONCRETE 36/45 MPa													
Unit	Spiral Reinforcement					Orthogonal Reinf.					X		
	ØS	n ⁽¹⁾	P	ØG	I	ØR	r ⁽²⁾	N	M				
6-1	10	5	65	75	195	-	-	-	-	-	95	-	-
6-2	12	5	55	115	165	-	-	-	-	-	135	-	-
6-3	12	5	50	145	150	-	-	-	-	-	165	-	-
6-4	12	6	45	170	180	-	-	-	-	-	190	-	-
6-7	16	6	65	195	260	12	4.0	80	230	250			
6-12	16	7	50	270	250	12	5.0	70	305	325			
6-15	16	8	50	300	300	16	6.0	70	345	365			
6-19	16	8	50	345	300	16	7.0	60	390	410			
6-22	16	10	45	375	360	16	8.0	55	420	440			
6-27	16	11	45	425	405	16	10.0	50	470	490			
6-31	16	11	45	460	405	16	12.0	45	505	525			
6-37	20	11	50	505	450	16	10.0	60	550	570			
6-43	20	12	50	545	500	20	10.0	65	595	615			
6-55	20	13	50	625	550	20	12.0	60	675	695			

X = minimal center spacing between anchorages
For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1
n = number of spiral turns including first and last required as anchorage length
Reinforcement, edge distance, center spacing may be modified, contact VSL

Multistrand Post-Tensioning System

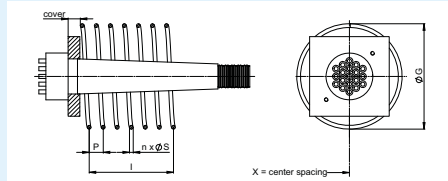
Internal Bonded Post-Tensioning

ANCHORAGE TYPE E 0.6 (strand 260 or 265 kN)

LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$



OPTION A - SPIRAL REINFORCEMENT



CONCRETE 24/30 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement						
	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	ØT
6-1	160	40	8	90	4	110	90	45	10	90	3	110 8
6-2	220	55	10	145	4	165	180	40	10	145	5	165 8
6-3	225	45	10	175	5	195	180	45	12	175	5	195 8
6-4	275	55	12	200	5	220	200	40	12	200	6	220 8
6-7	280	40	12	265	7	285	250	50	16	265	6	285 10
6-12	400	50	16	350	8	370	360	60	20	350	7	370 12
6-15	405	45	16	395	9	415	400	50	20	395	9	415 16
6-19	440	40	16	445	11	465	405	45	20	445	10	465 16
6-22	480	60	20	480	8	500	455	65	25	480	8	500 16
6-27	550	55	20	535	10	555	540	60	25	535	10	555 20
6-31	550	50	20	575	11	595	540	60	25	575	10	595 20
6-37	630	45	20	630	14	650	600	50	25	630	13	650 25
6-43	715	65	25	680	11	700	675	75	32	680	10	700 25
6-55	780	60	25	770	13	790	700	70	32	770	11	790 25

CONCRETE 32/40 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement						
	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	ØT
6-1	160	40	8	80	4	100	90	45	10	80	3	100 8
6-2	180	45	10	125	4	145	135	45	12	125	4	145 8
6-3	200	40	10	150	5	170	160	40	12	150	5	170 8
6-4	250	50	12	175	5	195	180	60	16	175	4	195 8
6-7	300	60	16	230	5	250	240	40	16	230	7	250 8
6-12	315	45	16	305	7	325	300	50	20	305	7	325 12
6-15	420	60	20	340	7	360	325	65	25	340	6	360 12
6-19	440	55	20	390	8	410	360	60	25	390	7	410 16
6-22	450	50	20	415	9	435	400	50	25	415	9	435 16
6-27	450	45	20	465	10	485	450	50	25	465	10	485 16
6-31	495	45	20	500	11	520	480	80	32	500	7	520 20
6-37	540	60	25	545	9	565	560	70	32	545	9	565 20
6-43	605	55	25	590	11	610	540	60	32	590	10	610 20
6-55	650	50	25	670	13	690	660	60	32	670	12	690 25

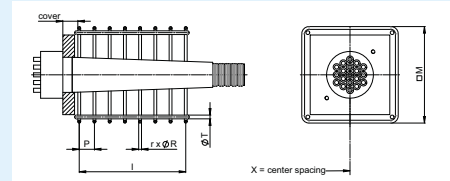
CONCRETE 40/50 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement						
	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	ØT
6-1	160	40	8	70	4	90	80	40	10	70	3	90 8
6-2	200	50	10	115	4	135	150	50	12	115	4	135 8
6-3	200	40	10	135	5	155	160	40	12	135	5	155 8
6-4	250	50	12	155	5	175	180	60	16	155	4	175 8
6-7	300	60	16	205	5	225	200	40	16	205	6	225 8
6-12	315	45	16	275	7	295	270	45	20	275	7	295 10
6-15	385	55	20	305	7	325	300	60	25	305	6	325 12
6-19	385	55	20	350	7	370	360	60	25	350	7	370 12
6-22	400	50	20	375	8	395	350	50	25	375	8	395 16
6-27	450	45	20	415	10	435	375	75	32	415	6	435 16
6-31	450	45	20	450	10	470	450	75	32	450	7	470 16
6-37	540	60	25	490	9	510	490	70	32	490	8	510 16
6-43	550	55	25	530	10	550	480	60	32	530	9	550 20
6-55	600	50	25	600	12	620	600	60	32	605	11	625 20

Notes

All dimension in [mm]
 Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$
 Min. required concrete strength $f_{c, \text{cylinder}} / f_{c, \text{cube}}$ in MPa at stressing
 Strand $A_p = 150 \text{ mm}^2$, $f_{pk} = 1770 \text{ N/mm}^2$ (GUTS), $F_{pk} = 265,5 \text{ kN}$
 Strand $A_p = 140 \text{ mm}^2$, $f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$ (GUTS), $F_{pk} = 260,4 \text{ kN}$

OPTION B - STIRRUP REINFORCEMENT



CONCRETE 28/35 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement						
	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	ØT
6-1	180	45	8	85	4	105	90	45	10	85	3	105 8
6-2	220	55	10	135	4	155	165	55	12	135	4	155 8
6-3	200	40	10	160	5	180	180	45	12	160	5	180 8
6-4	275	55	12	185	5	205	210	70	16	185	4	205 8
6-7	280	40	12	245	7	265	250	50	16	245	6	265 10
6-12	350	50	16	325	7	345	330	55	20	325	7	345 12
6-15	360	45	16	365	8	385	360	45	20	365	9	385 12
6-19	400	40	16	415	10	435	405	45	20	415	10	435 16
6-22	480	60	20	445	8	465	455	65	25	445	8	465 16
6-27	495	55	20	495	9	515	480	60	25	495	9	515 16
6-31	550	50	20	535	11	555	495	55	25	535	10	555 20
6-37	585	45	20	580	13	600	550	50	25	580	12	600 20
6-43	650	65	25	630	10	650	600	75	32	630	9	650 25
6-55	720	60	25	715	12	735	700	70	32	715	11	735 25

CONCRETE 36/45 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement						
	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	ØT
6-1	160	40	8	75	4	95	90	45	10	75	3	95 8
6-2	200	50	10	120	4	140	150	50	12	120	4	140 8
6-3	200	40	10	145	5	165	160	40	12	145	5	165 8
6-4	250	50	12	165	5	185	180	60	16	165	4	185 8
6-7	300	60	16	220	5	240	200	40	16	220	6	240 8
6-12	320	40	16	285	8	305	270	45	20	285	7	305 10
6-15	360	60	20	325	6	345	325	65	25	325	6	345 12
6-19	385	55	20	365	7	385	360	60	25	365	7	385 12
6-22	400	50	20	395	8	415	400	50	25	395	9	415 16
6-27	450	45	20	440	10	460	400	50	25	440	9	460 16
6-31	520	65	25	470	8	490	450	75	32	470	7	490 16
6-37	540	60	25	515	9	535	490	70	32	515	8	535 20
6-43	550	55	25	560	10	580	540	60	32	560	10	580 20
6-55	600	50	25	630	12	650	600	60	32	630	11	650 25

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.
 X = minimal center spacing between anchorages
 For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1
 n = number of spiral turns including first and last required as anchorage length
 Reinforcement, edge distance and center spacing may be modified, contact VSL

Multistrand Post-Tensioning System

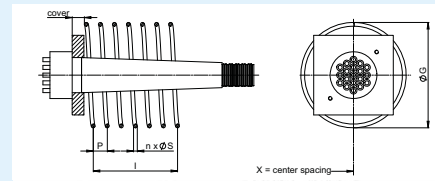
Internal Bonded Post-Tensioning

ANCHORAGE TYPE E 0.6 (strand 260 or 265 kN)

LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 390 \text{ N/mm}^2$



OPTION A - SPIRAL REINFORCEMENT



CONCRETE 24/30 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement						
	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	ØT
6-1	220	55	10	90	4	110	120	40	10	90	4	110 8
6-2	180	45	10	145	4	165	135	45	12	145	4	165 8
6-3	250	50	12	175	5	195	195	65	16	175	4	195 8
6-4	225	45	12	200	5	220	220	55	16	200	5	220 8
6-7	300	60	16	265	5	285	240	40	16	265	7	285 10
6-12	360	45	16	350	8	370	350	50	20	350	8	370 12
6-15	420	60	20	395	7	415	390	65	25	395	7	415 16
6-19	440	55	20	445	8	465	440	60	25	445	8	465 16
6-22	500	50	20	480	10	500	440	55	25	480	9	500 16
6-27	540	45	20	535	11	555	500	50	25	535	11	555 20
6-31	585	65	25	575	13	595	550	50	25	575	12	595 20
6-37	680	60	25	630	11	650	630	70	32	630	10	650 25
6-43	660	55	25	680	12	700	660	65	32	680	11	700 25
6-55	750	50	25	770	15	790	720	60	32	770	13	790 25

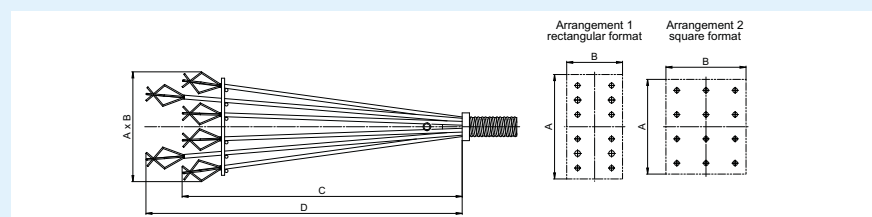
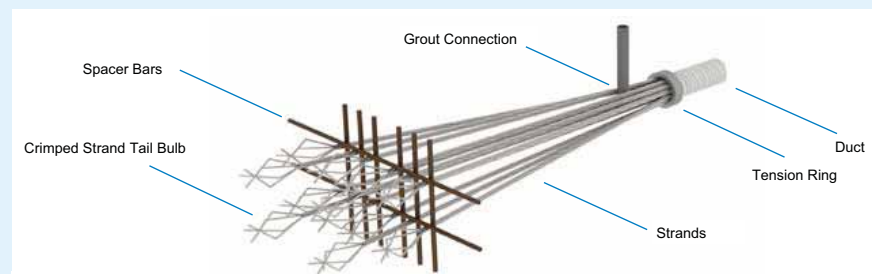
CONCRETE 32/40 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement					
	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	ØT
6-1	220	55	10	80	4	100	110	55	12	80	3	100 8
6-2	200	40	10	125	5	145	120	40	12	125	4	145 8
6-3	225	45	12	150	6	195	120	45	12	150	4	195 8
6-4	240	40	12	160	6	195	120	50	16	175	4	195 8
6-7	300	50	16	230	6	250	220	55	20	230	5	250 8
6-12	360	60	20	320	6	325	325	65	25	305	6	325 12
6-15	400	50	20	340	9	360	350	50	25	340	9	360 12
6-19	405	45	20	380	9	410	400	55	25	390	9	410 16
6-22	455	65	25	415	7	435	375	75	32	415	7	435 16
6-27	485	65	25	465	8	485	420	70	32	465	7	485 16
6-31	495	55	25	505	9	520	455	65	32	500	8	520 20
6-37	550	50	25	540	11	565	540	60	32	540	10	565 20
6-43	585	45	25	600	13	620	600	60	32	620	11	640 20
6-55	700	50	25	700	14	720	660	60	32	715	12	735 25

Multistrand Post-Tensioning System

Internal Bonded Post-Tensioning

DEAD END ANCHORAGE TYPE H 0.6 and H 0.5



Anchorage Type 0.6					
Unit	Arrangement	A	B	C	D
6-1	1	90	90	950	-
6-3	1	290	90	950	-
6-4	1	390	90	950	-
	2	190	210	950	-
6-7	1	450	90	1150	1300
	2	210	230	1150	1300
6-12	1	430	230	1150	1300
6-15	1	450	230	1150	1300
	2	370	370	1150	1300
6-19	1	570	230	1150	1300
	2	390	470	1150	1300
6-22	1	690	230	1450	1600
	2	490	470	1250	1400
6-27	1	690	260	1500	1650
	2	530	510	1450	1600
6-31	1	810	260	1750	1900
	2	570	510	1550	1700
6-37	1	1050	370	2400	2550
	2	690	510	1850	2000

Anchorage Type 0.5					
Unit	Arrangement	A	B	C	D
5-3	1	230	70	930	-
5-4	1	310	70	930	-
	2	150	170	930	-
5-7	1	370	70	1130	1280
	2	170	190	1130	1280
5-12	1	350	190	1130	1280
	2	310	270	1280	-
5-19	1	470	190	1130	1280
	2	310	390	1130	1280
5-22	1	570	190	1130	1280
	2	390	390	1130	1280
5-31	1	670	310	1330	1480
	2	470	430	1330	1480
5-37	1	770	310	1530	1680
	2	470	550	1530	1680
5-42	1	870	350	1530	1680
	2	670	430	1530	1680
	3	570	550	1530	1680
5-55	1	1170	350	1830	1980
	2	870	430	1830	1980
	3	570	670	1830	1980

Nom. strand breaking load	Min. concrete strength at stressing	Max. tendon force
$F_{pk} = 260.4 / 265.5 \text{ kN}$	$20 / 25 f_{c,ryl} / f_{c,cube}$ in MPa	75% of F_{pk}
$F_{pk} = 279 \text{ kN}$	$23 / 28 f_{c,ryl} / f_{c,cube}$ in MPa	80% of F_{pk}
$F_{pk} = 186 \text{ kN}$	$23 / 28 f_{c,ryl} / f_{c,cube}$ in MPa	80% of F_{pk}

Notes

All dimension in [mm]

System applicable to strands with $A_p = 100 \text{ mm}^2$ or $A_p = 140 \text{ mm}^2$ or $A_p = 150 \text{ mm}^2$

Strands (bulbs) can be arranged either rectangular (Arr. 1) or square (Arr. 2)

System can be used with corrugated steel duct or PT-Plus® duct

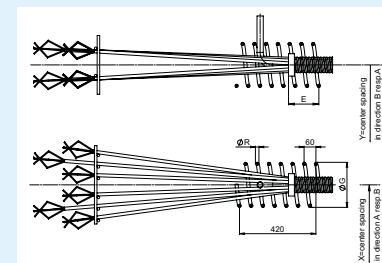


Multistrand and Slab Post-Tensioning System

Internal Bonded Post-Tensioning

ANCHORAGE TYPE H 0.6 and H 0.5 (Strand $F_{pk} = 186 / 260 / 265 / 279 \text{ kN}$)

LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$



Multistrand Post-Tensioning System

Anchorage Type 0.6 ⁽¹⁾			
Unit	E	ØG	ØR
6-1	-	-	-
6-3	-	-	-
6-4	-	-	-
6-7	155	200	16
6-12	155	230	16
6-15	155	300	16
6-19	155	300	16
6-22	155	350	16
6-27	155	350	20
6-31	165	400	20
6-37	175	400	20

Anchorage Type 0.5 ⁽¹⁾			
Unit	E	ØG	ØR
5-3	-	-	-
5-4	-	-	-
5-7	155	180	12
5-12	155	200	12
5-19	155	230	12
5-22	155	300	16
5-31	165	350	16
5-37	165	350	18
5-42	165	400	18
5-55	175	400	20

Notes

1)	Nom. strand breaking load	Min. concrete strength at stressing	Max. tendon force
0.6	$F_{pk} = 260.4 / 265.5 \text{ kN}$	$20 / 25 f_{c,ryl} / f_{c,cube}$ in MPa	75% of F_{pk}
0.6	$F_{pk} = 279 \text{ kN}$	$23 / 28 f_{c,ryl} / f_{c,cube}$ in MPa	80% of F_{pk}
0.5	$F_{pk} = 186 \text{ kN}$	$23 / 28 f_{c,ryl} / f_{c,cube}$ in MPa	80% of F_{pk}

All dimension in [mm]

Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$

X/Y: minimum center spacing = Max (minimum center spacing stressing anchorage; dimension A respectively B of H anchorage + 20mm)

Minimum edge distance: X/2 resp Y/2 + concrete cover

Slab Post-Tensioning System

Anchorage Type 0.6 ⁽¹⁾					
Unit	E	ØG	ØR	Strand 260/265	Strand 279
6-1	-	-	-	X	X
6-3	-	-	-	210	240
6-4	-	-	-	270	310
6-7	-	-	-	310	360
6-5	-	-	-	330	400

Notes

1)	Nom. strand breaking load	Min. concrete strength at stressing	Max. tendon force
0.6	$F_{pk} = 260.4 / 265.5 / 279 \text{ kN}$	$20 / 25 f_{c,ryl} / f_{c,cube}$ in MPa	80% of F_{pk}

All dimension in [mm]

Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$

General zone reinforcement (secondary prism) not shown. In slabs there is always need to reinforce vertical secondary prism.

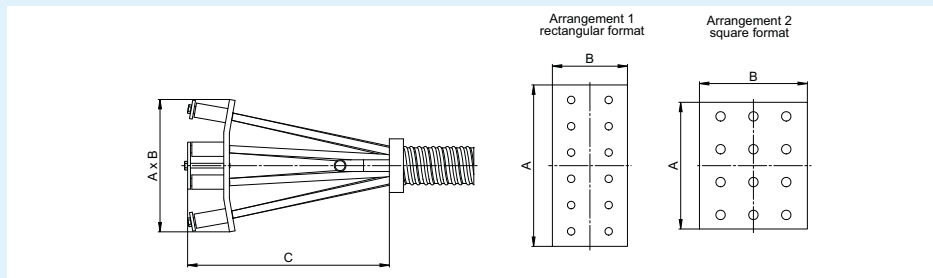
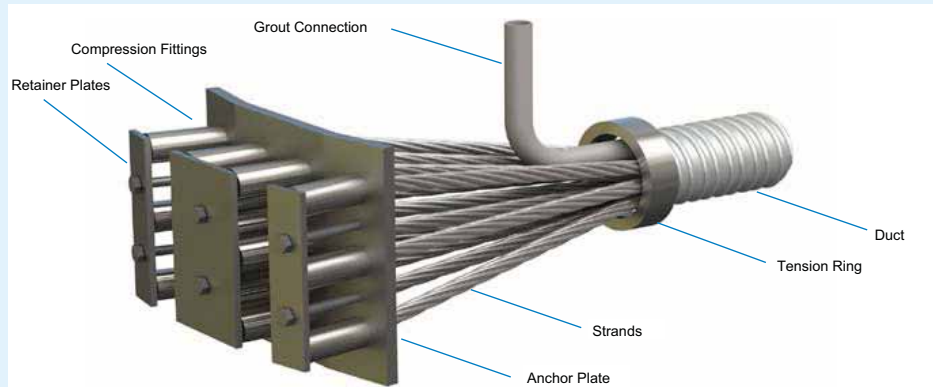
2) X= Anchorage spacing. Minimum edge distance: X/2 + concrete cover



Multistrand Post-Tensioning System

Internal Bonded Post-Tensioning

DEAD END ANCHORAGE TYPE P



Unit	Arrangement	A	B	C
6-2	1	180	60	280
6-3	1	230	70	330
6-4	1	260	90	430
6-4	2	150	150	380
6-7	1	270	140	430
6-12	1	280	230	430
6-19	1	370	270	630
6-22	1	420	270	730
6-31	1	600	270	980
6-31	2	480	340	780
6-37	1	720	270	1180
6-37	2	560	340	980
6-43	1	800	270	1280
6-43	2	650	340	1080
6-55	1	1000	270	1780
6-55	2	800	340	1280

Nom. strand breaking load	Min. concrete strength at stressing
$F_{pk} = 260.4 / 265.5 / 279 \text{ kN}$	$28 / 35 f_{c,yl} / f_{c,cube}$ in MPa

Notes

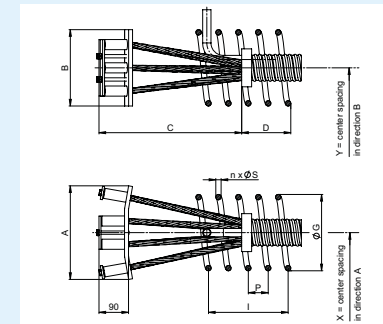
All dimensions in [mm]
 System applicable to strands with $A_p = 140 \text{ mm}^2$ or $A_p = 150 \text{ mm}^2$
 System can be used with corrugated steel duct or PT-Plus® duct
 The anchor plate with the compression fittings can be arranged either in rectangular format (Arr. 1) or in square format (Arr. 2)

Multistrand and Slab Post-Tensioning System

Internal Bonded Post-Tensioning

ANCHORAGE TYPE P (Strand $F_{pk} = 260 / 265 / 279 \text{ kN}$)

LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$



Multistrand Post-Tensioning

	Arrangement 1 Square					Arrangement 2 Rectangular											
Unit	A	B	C	X	Y	A	B	C	X ¹	Y ¹	I	D	ØG	ØS	P	n	
6-2	-	-	-	-	-	180	60	280	200	150	-	-	-	-	-	-	
6-3	-	-	-	-	-	230	70	330	250	200	-	-	-	-	-	-	
6-4	150	150	380	215	215	260	90	430	280	200	-	-	-	-	-	-	
6-7	-	-	-	-	-	270	140	430	360	220	300	140	200	16	60	5	
6-12	-	-	-	-	-	280	230	430	500	270	300	140	230	16	60	5	
6-19	-	-	-	-	-	370	270	630	550	390	300	140	300	16	60	5	
6-22	-	-	-	-	-	420	270	730	650	380	300	140	350	16	60	5	
6-31	480	340	780	660	530	600	270	980	810	430	360	170	400	20	60	6	
6-37	560	340	980	780	530	720	270	1180	960	430	360	170	400	20	60	6	

Nom. strand breaking load	Min. concrete strength at stressing	Max. tendon force
$F_{pk} = 260.4 / 265.5 / 279 \text{ kN}$	$28 / 35 f_{c,yl} / f_{c,cube}$ in MPa	80% of F_{pk}

Notes

All dimension in [mm]
 Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
 1) X/Y = Center spacing of anchorage. Minimum edge distance: X/2 resp Y/2 + concrete cover
 Detailing of minimum clearance to edge shall be according to corresponding stressing anchorage

Slab Post-Tensioning

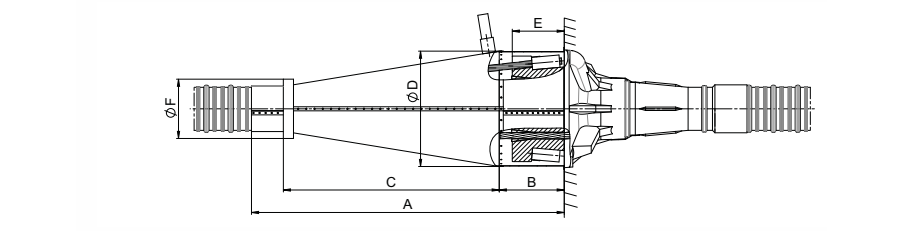
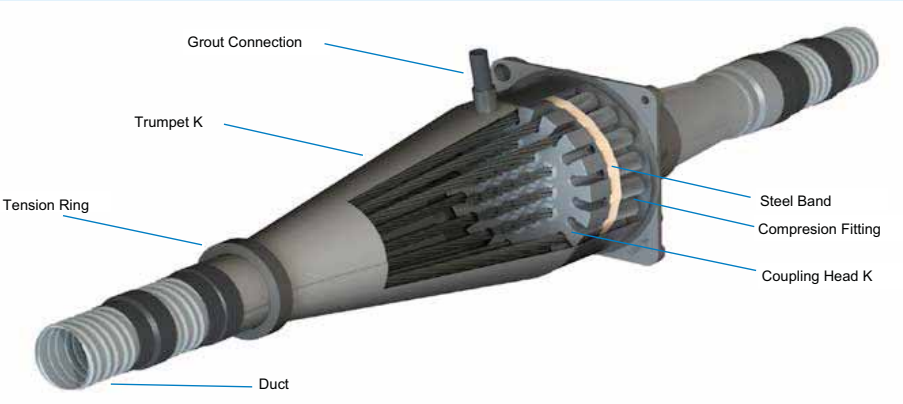
	Arrangement 1 Square					Arrangement 2 Rectangular										
Unit	A	B	C	X	Y	A	B	C	X 260/265 ¹	X 279 ¹	I	D	ØG	ØS	P	n
6-2	-	-	-	-	-	180	70	280	210	240	-	-	-	-	-	-
6-3	-	-	-	-	-	230	80	330	270	310	-	-	-	-	-	-
6-4	-	-	-	-	-	260	100	430	320	360	-	-	-	-	-	-
6-5	-	-	-	-	-	310	110	430	350	400	-	-	-	-	-	-

Nom. strand breaking load	Min. concrete strength at stressing	Max. tendon force
$F_{pk} = 260.4 / 265.5 / 279 \text{ kN}$	$20 / 25 f_{c,yl} / f_{c,cube}$ in MPa	80% of F_{pk}

Notes

All dimension in [mm]
 Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
 1) X = center spacing of anchorage depending on nom. strand breaking load. Minimum edge distance: X/2 + concrete cover
 General zone reinforcement (secondary prism) not shown. In slabs there is always need to reinforce vertical secondary prism.

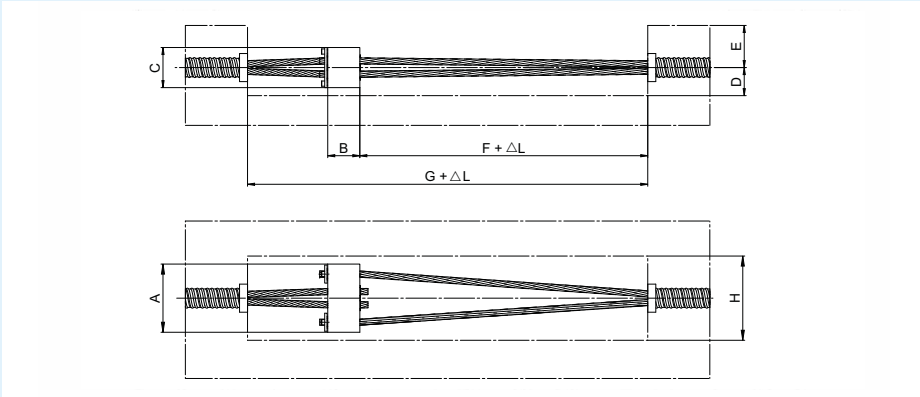
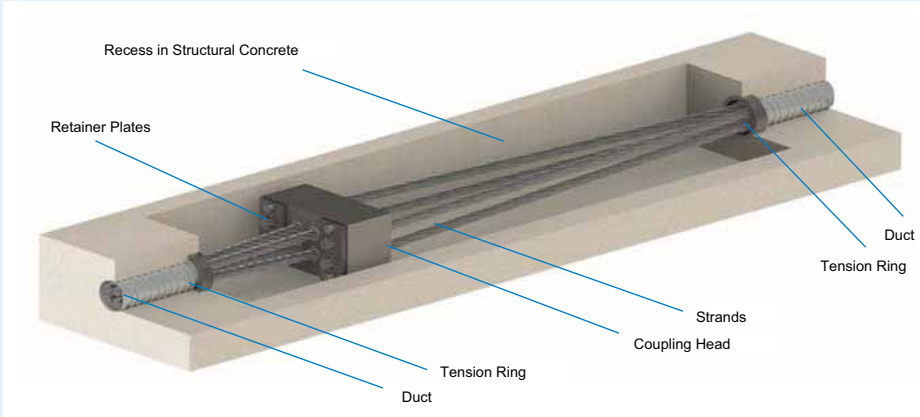
Multistrand Post-Tensioning System Internal Bonded Post-Tensioning COUPLER TYPE K



Unit	A	B	C	ØD	ØF	E
6-3	430	160	210	150	76	118
6-4	440	160	220	160	83	118
6-7	560	160	320	190	95	128
6-12	660	160	420	240	121	128
6-15	770	160	530	270	133	128
6-19	770	160	530	280	146	128
6-22	910	160	630	310	159	128
6-27	980	180	690	350	168	150
6-31	970	180	660	360	178	150
6-37	1200	200	870	400	203	168

Notes
All dimensions in [mm]
System applicable to strands with $A_p = 140 \text{ mm}^2$ or $A_p = 150 \text{ mm}^2$
System can be used with Type GC or E bearing plate
System can be used with corrugated steel duct or PT-Plus® duct

Multistrand Post-Tensioning System Internal Bonded Post-Tensioning COUPLER TYPE Z



Unit	A	B	C	D	F	G	H
6-2	140	70	90	65	450	620	180
6-4	170	80	100	70	900	1130	210
6-6	210	100	140	90	1000	1320	250
6-12	300	160	160	100	1350	1910	340
6-22	400	190	250	145	1500	2290	440

Notes
All dimensions in [mm]
System applicable to strands with $A_p = 140 \text{ mm}^2$ or $A_p = 150 \text{ mm}^2$
System can be used with corrugated steel duct or with PT-Plus® duct
 ΔL : movement of coupling head due to tendon extensions

Multistrand Post-Tensioning System

Internal Bonded Post-Tensioning

DEAD END ANCHORAGE TYPE AF



Unit	ØA	B	C	D
6-4	240	700	60	800
6-7	250	700	60	800
6-12	265	700	60	800
6-15	285	700	60	800
6-19	315	700	60	800
6-22	333	750	60	850
6-27	353	800	60	890
6-31	380	900	60	1000

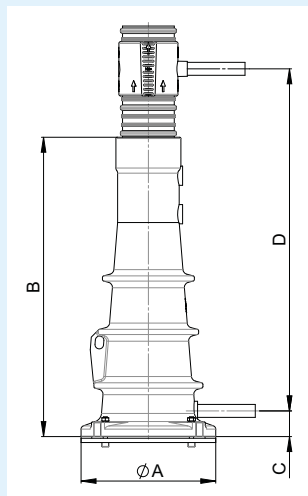
Notes

All dimensions in [mm]

System applicable to strands with $A_p = 140 \text{ mm}^2$ or $A_p = 150 \text{ mm}^2$

Minimum in-fill grout strength at time of stressing $f_{c, \text{cube}} = 100 \text{ MPa}$

System can be used with corrugated steel duct or PT-Plus® duct



Multistrand Post-Tensioning System

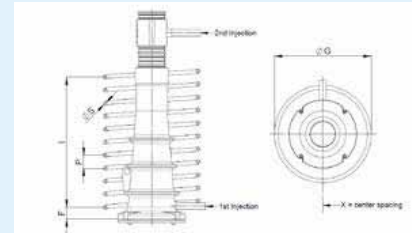
Internal Bonded Post-Tensioning

ANCHORAGE TYPE AF (Strand $F_{pk} = 265/279 \text{ kN}$)

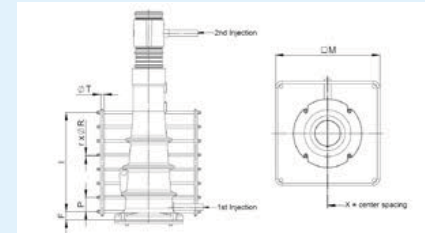
LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 390/460/500 \text{ N/mm}^2$



OPTION A - SPIRAL REINFORCEMENT



OPTION B - STIRRUP REINFORCEMENT



Strand $F_{pk} = 265 \text{ kN}$

Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 390 \text{ N/mm}^2$

A Spiral Reinforcement								B Stirrup Reinforcement							
Unit	F	I	P	ØS	ØG	n	X	F	I	P	ØR	M	r	X	ØS
6-4	60	450	50	8	235	9	255	45	385	55	10	235	8	255	8
6-7	60	450	45	12	295	10	315	45	420	60	16	295	8	315	10
6-12	60	450	50	16	370	9	390	45	385	55	20	370	8	390	16
6-15	60	440	40	16	415	11	435	45	405	45	20	415	10	435	16
6-19	60	495	55	20	465	9	485	45	455	65	25	465	8	485	16
6-22	70	550	50	20	495	11	515	45	495	55	25	495	10	515	16
6-27	70	560	70	25	545	8	565	45	550	50	25	545	11	565	20
6-31	70	650	65	25	585	10	605	45	600	75	32	585	9	605	20

Strand $F_{pk} = 265 \text{ kN}$

Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$

A Spiral Reinforcement								B Stirrup Reinforcement							
Unit	F	I	P	ØS	ØG	n	X	F	I	P	ØR	M	r	X	ØS
6-4	60	420	60	8	235	7	255	45	420	70	10	235	7	255	8
6-7	60	440	55	12	295	8	315	45	420	70	16	295	7	315	10
6-12	60	440	55	16	370	8	390	45	390	65	20	370	7	390	16
6-15	60	450	50	16	415	9	435	45	440	55	20	415	9	435	16
6-19	60	495	45	16	465	11	485	45	450	50	20	465	10	485	16
6-22	70	540	60	20	495	9	515	45	490	70	25	495	8	515	16
6-27	70	550	55	20	545	10	565	45	540	60	25	545	10	565	20
6-31	70	650	50	20	585	13	605	45	605	55	25	585	12	605	20

Strand $F_{pk} = 279 \text{ kN}$

Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$

A Spiral Reinforcement								B Stirrup Reinforcement							
Unit	F	I	P	ØS	ØG	n	X	F	I	P	ØR	M	r	X	ØS
6-4	60	450	50	12	240	9	260	45	400	50	12	240	9	260	10
6-7	60	420	70	16	305	6	325	45	400	50	16	305	9	325	12
6-12	60	450	50	16	390	9	410	45	385	55	20	390	8	410	16
6-15	60	450	45	16	435	10	455	45	450	50	20	435	10	455	16
6-19	60	480	40	16	485	12	505	45	495	45	20	485	12	505	16
6-22	70	520	40	16	520	13	540	45	490	70	25	520	8	540	20
6-27	70	550	55	20	575	10	595	45	540	60	25	575	10	595	20
6-31	70	660	55	20	615	12	635	45	600	80	25	615	11	635	20

Notes

All dimension in [mm]

Min. required concrete strength $f_{c, \text{cylinder}} / f_{c, \text{cube}} = 28/35 \text{ MPa}$ at stressing

X = minimal center spacing between anchorages

For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1

Reinforcement, edge distance, center spacing may be modified, contact VSL

Strand $A_p = 150 \text{ mm}^2$, $f_{pk} = 1770 \text{ N/mm}^2$ (GUTS), $F_{pk} = 265.5 \text{ kN}$

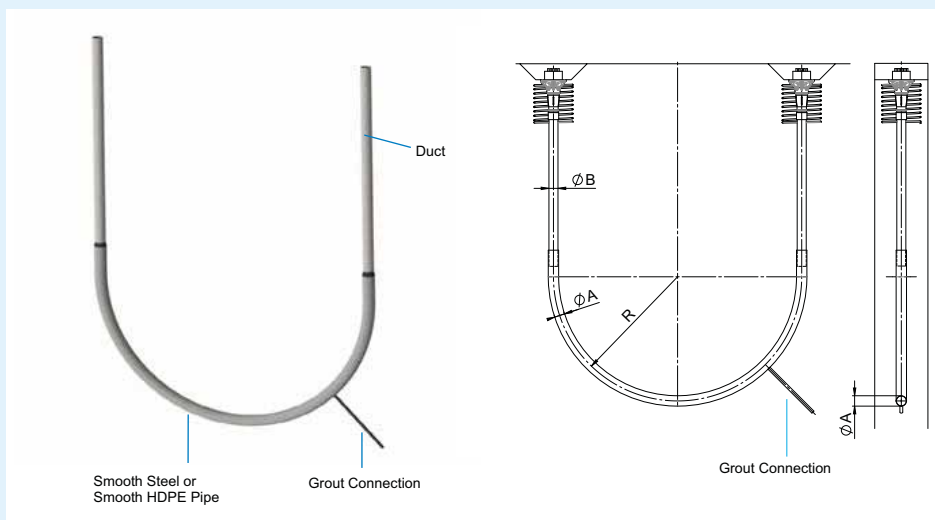
Strand $A_p = 150 \text{ mm}^2$, $f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$ (GUTS), $F_{pk} = 279 \text{ kN}$

For maximum tendon force refer to 4.2.8

Multistrand Post-Tensioning System

Internal Bonded Post-Tensioning

DEAD END ANCHORAGE TYPE L



Unit	For strands with $F_{pk} = 260.4 / 265.5$ kN			For strands with $F_{pk} = 279$ kN		
	$\varnothing A$ internal/external	$\varnothing B$ internal/external	R min	$\varnothing A$ internal/external	$\varnothing B$ internal/external	R min
6-2	50/55	45/50	600	50/55	45/50	600
6-3	50/55	45/50	600	50/55	45/50	600
6-4	55/60	50/55	600	55/60	50/55	650
6-7	75/82	60/67	750	75/82	60/67	850
6-12	90/97	80/87	1000	90/97	80/87	1100
6-19	110/117	95/102	1300	110/117	95/102	1400
6-22	110/117	95/102	1500	120/127	110/117	1500

Notes

All dimensions in [mm]

System applicable to strands with $A_p = 140 \text{ mm}^2$ or $A_p = 150 \text{ mm}^2$

System can be used with corrugated steel duct or with PT-Plus® duct

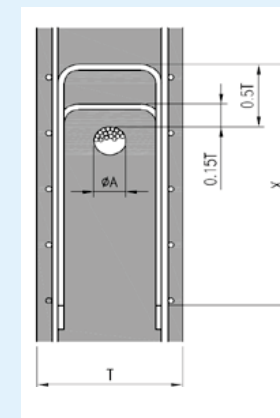
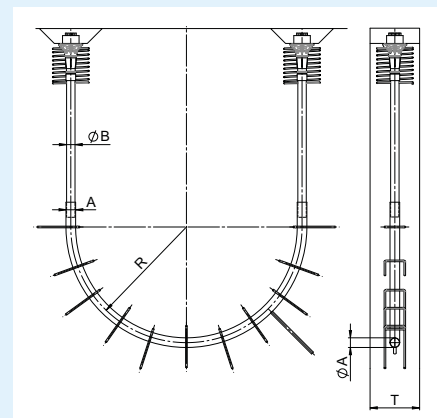
For larger units contact VSL

Multistrand Post-Tensioning System

Internal Bonded Post-Tensioning

ANCHORAGE TYPE L 0.6 (Strand $F_{pk} = 260 / 265 / 279$ kN)

LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 390 \text{ N/mm}^2$



Required cross-sectional area of hairpin bars if anchorage is an intermediate anchorage ($\sim 1/4$ of $2 \times P_o$ anchored behind tendon at $\sim 50\% \cdot f_y$):

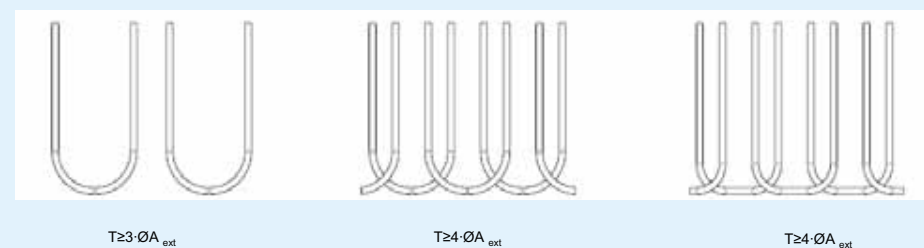
$$A_{s,n} = P_o \cdot \pi$$

A_s	[mm ²]	cross-sectional area of one hairpin bar
n	[-]	number of hairpin bars
P_o	[kN]	Prestressing force in the tendon
$f_{A_{ext}}$	[mm]	External diameter of duct
T	[mm]	Concrete thickness
X	[mm]	Required anchoring length according to applicable standard
f_y	[N/mm ²]	Yield strength of hairpin bars: min. 390 N/mm ²

Min. required concrete strength $f_{c, cylinder} / f_{c, cube} = 23/28 \text{ MPa}$ at time of stressing

Concrete cover to ducts shall not be less than the external diameter of the ducts

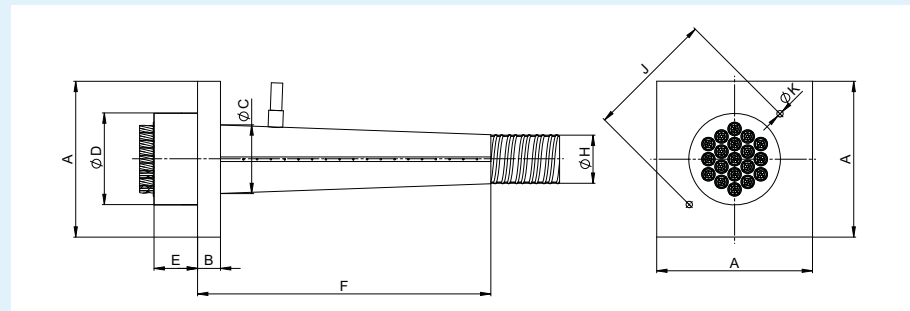
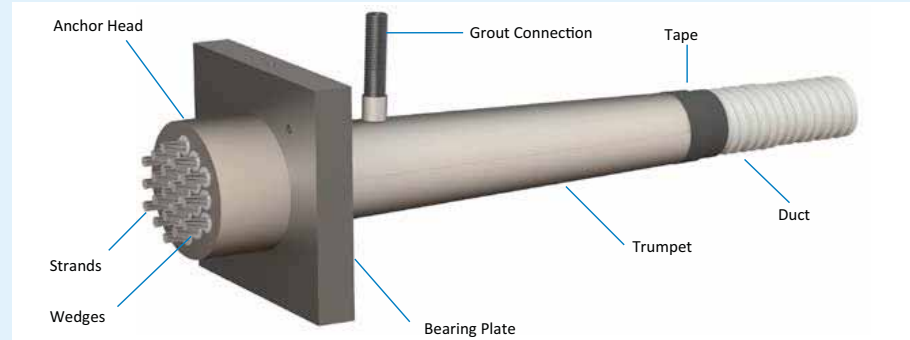
Arrangement of multiple L anchorages depending on available concrete thickness



Multistrand Post-Tensioning System

Internal Bonded Post-Tensioning

ANCHORAGE TYPE E 0.5



Unit	ØC	ØD	E	ØH ⁽²⁾	J ⁽¹⁾	øK	Concrete 28/35 & 32/40 MPa			Concrete 36/45 & 40/50 MPa		
							A	B	F	A	B	F
5-1	15	42	45	25	70	ø5	65	15	85	65	15	85
5-3	50	90	50	40	110	M10	115	15	210	115	15	210
5-4	55	90	50	45	125	M10	130	20	215	125	20	210
5-7	74	110	55	55	210	M10	175	30	220	160	25	215
5-12	104	150	60	65	210	M10	230	35	410	210	30	405
5-19	135	180	75	80	250	M16	290	45	520	265	40	510
5-22	150	190	85	85	260	M16	315	50	530	290	45	525
5-31	172	230	95	100	310	M16	370	60	610	340	50	605
5-37	188	240	105	120	320	M16	405	70	640	370	60	630
5-43	216	260	110	130	350	M16	445	75	750	405	65	740
5-55	230	290	130	140	390	M16	500	85	760	450	75	750

Notes

All dimensions in [mm]

System applicable to strands with $A_p = 100 \text{ mm}^2$

Concrete strength is defined as **minimum required** $f_{c,cyl} / f_{c,cube}$ in MPa at time of stressing

(1) J- spacing of bolts for fixation to formwork

(2) ØH-Inner dia of the trumpet

Multistrand Post-Tensioning System

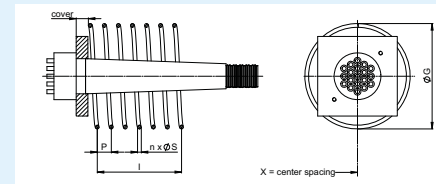
Internal Bonded Post-Tensioning

ANCHORAGE TYPE E 0.5 (strand 186 kN)

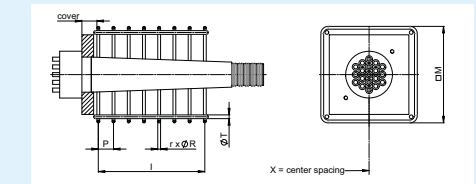
LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$



OPTION A - SPIRAL REINFORCEMENT



OPTION B - STIRRUP REINFORCEMENT



CONCRETE 28/35 MPA

Unit	A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement					
	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	ØT
5-1	220	55	8	65	4	85	80	40	8	65	3	85
5-3	180	45	10	130	4	150	135	45	12	130	4	150
5-4	200	40	10	150	5	170	160	40	12	150	5	170
5-7	225	45	12	200	5	220	220	55	16	200	5	220
5-12	300	60	16	270	5	290	280	40	16	270	8	290
5-19	360	45	16	340	8	360	350	50	20	340	8	360
5-22	400	40	16	370	10	390	360	45	20	370	9	390
5-31	440	55	20	440	8	460	420	60	25	440	8	460
5-37	495	55	20	485	9	505	480	60	25	485	9	505
5-43	550	50	20	525	11	545	500	50	25	525	11	545
5-55	585	45	20	595	13	615	550	50	25	595	12	615

CONCRETE 32/40 MPA

Unit	A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement					
	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	ØT
5-1	210	70	8	65	3	85	100	50	8	65	3	85
5-3	180	45	10	120	4	140	135	45	12	120	4	140
5-4	200	40	10	140	5	160	160	40	12	140	5	160
5-7	225	45	12	190	5	210	220	55	16	190	5	210
5-12	300	60	16	250	5	270	240	40	16	250	7	270
5-19	360	45	16	320	8	340	300	50	20	320	7	340
5-22	400	40	16	345	9	365	315	45	20	345	8	365
5-31	440	55	20	410	8	430	420	60	25	410	8	430
5-37	495	55	20	455	9	475	440	55	25	455	9	475
5-43	495	45	20	490	11	510	450	50	25	490	10	510
5-55	540	45	20	555	12	575	560	80	32	555	8	575

CONCRETE 36/45 MPA

Unit	A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement					
	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	ØT
5-1	210	70	8	65	3	85	65	65	8	65	2	85
5-3	200	50	10	115	4	135	135	45	12	115	4	135
5-4	220	55	12	130	4	150	130	65	16	130	3	150
5-7	240	40	12	180	6	200	200	50	16	180	5	200
5-12	300	50	16	235	6	255	220	55	20	235	5	255
5-19	320	40	16	300	8	320	325	65	25	300	6	320
5-22	360	60	20	325	6	345	300	60	25	325	6	345
5-31	400	50	20	390	8	410	385	55	25	390	8	410
5-37	450	50	20	430	9	450	400	50	25	430	9	450
5-43	520	65	25	465	8	485	450	75	32	465	7	485
5-55	540	60	25	525	9	545	490	70	32	525	8	545

CONCRETE 40/50 MPA

Unit	A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement					
	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	ØT
5-1	210	70	8	65	3	85	70	70	8	65	2	85
5-3	240	60	10	115	4	135	120	40	10	115	4	135
5-4	200	40	10	125	5	145	120	40	12	125	4	145
5-7	200	40	12	170	5	190	200	50	16	170	5	190
5-12	275	55	16	225	5	245	220	55	20	225	5	245
5-19	320	40	16	285	8	305	260	65	25	285	5	305
5-22	360	60	20	310	6	330	300	60	25	310	6	330
5-31	400	50	20	370	8	390	385	55	25	370	8	390
5-37	405	45	20	405	9	425	400	50	25	405	9	425
5-43	455	65	25	440	7	460	420	70	32	440	7	460
5-55	540	60	25	500	9	520	455	65	32	500	8	520

Notes

All dimension in [mm]

Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$

Concrete: minimum required strength $f_{c,cylinder} / f_{c,cube}$ in MPa at stressing

Strand $A_p = 100 \text{ mm}^2$, $f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$ (GUTS), $F_{pk} = 186 \text{ kN}$

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.

X = minimal center spacing between anchorages

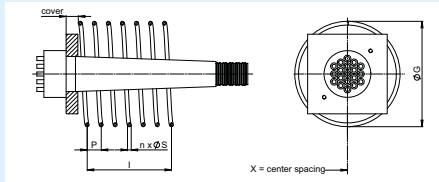
For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1

n = number of spiral turns including first and last required as anchorage length
Reinforcement, edge distance, center spacing may be modified, contact VSL

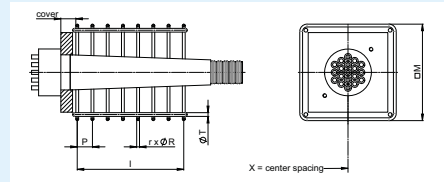
Multistrand Post-Tensioning System
Internal Bonded Post-Tensioning
ANCHORAGE TYPE E 0.5 (strand 186 kN)
LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 390 \text{ N/mm}^2$



OPTION A - SPIRAL REINFORCEMENT



OPTION B - STIRRUP REINFORCEMENT



CONCRETE 28/35 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement				
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X ØT
5-1	180	45	8	65	4 85	110	55	10	65	3 85 8
5-3	200	40	10	130	5 150	120	40	12	130	4 150 8
5-4	200	50	12	150	4 170	180	60	16	150	4 170 8
5-7	325	65	16	200	5 220	180	45	16	200	5 220 8
5-12	300	50	16	270	6 290	275	55	20	270	6 290 10
5-19	360	40	16	340	9 360	325	65	25	340	6 360 12
5-22	385	55	20	370	7 390	360	60	25	370	7 390 16
5-31	450	50	20	440	9 460	400	50	25	440	9 460 16
5-37	495	45	20	485	11 505	450	50	25	485	10 505 16
5-43	585	65	25	525	9 545	490	70	32	525	8 545 20
5-55	600	60	25	595	10 615	585	65	32	595	10 615 20

CONCRETE 36/45 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement				
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X ØT
5-1	210	70	8	65	3 85	110	55	8	65	3 85 8
5-3	160	40	10	115	4 135	120	40	12	115	4 135 8
5-4	225	45	12	130	5 150	165	55	16	130	4 150 8
5-7	260	65	16	180	4 200	200	40	16	180	6 200 8
5-12	270	45	16	235	6 255	225	45	20	235	6 255 8
5-19	330	55	20	300	6 320	275	55	25	300	6 320 10
5-22	350	50	20	325	7 345	300	50	25	325	7 345 12
5-31	405	45	20	390	9 410	375	75	32	390	6 410 16
5-37	455	65	25	430	7 450	420	70	32	430	7 450 16
5-43	495	55	25	465	9 485	420	60	32	465	8 485 16
5-55	550	50	25	525	11 545	480	60	32	530	9 550 20

Notes

All dimension in [mm]

Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 390 \text{ N/mm}^2$

Min. required concrete strength $f_{c, \text{cylinder}} / f_{c, \text{cube}}$ in MPa at stressing

Strand $A_p = 100 \text{ mm}^2$, $f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$ (GUTS), $F_{pk} = 186 \text{ kN}$

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.

X = minimal center spacing between anchorages

For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1

n = number of spiral turns including first and last required as anchorage length

Reinforcement, edge distance, center spacing may be modified, contact VSL

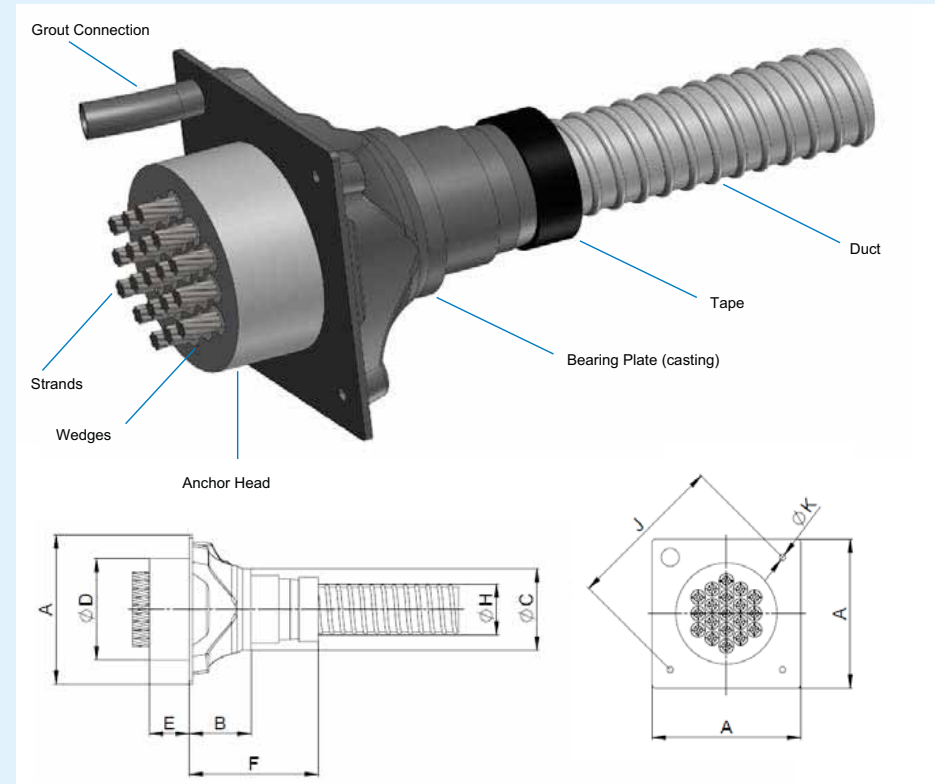
CONCRETE 32/40 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement				
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X ØT
5-1	220	55	8	65	4 85	80	40	8	65	3 85 8
5-3	220	55	12	120	4 140	130	65	16	120	3 140 8
5-4	200	50	12	140	4 160	180	60	16	140	4 160 8
5-7	280	70	16	190	4 210	180	45	16	190	5 210 8
5-12	300	50	16	250	6 270	250	50	20	250	6 270 10
5-19	320	40	16	320	8 340	325	65	25	320	6 340 12
5-22	385	55	20	345	7 365	360	60	25	345	7 365 12
5-31	405	45	20	410	9 430	400	50	25	410	9 430 16
5-37	450	45	20	455	10 475	480	80	32	455	7 475 16
5-43	540	60	25	490	9 510	490	70	32	490	8 510 16
5-55	550	55	25	555	10 575	520	65	32	555	9 575 20

CONCRETE 40/50 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement				
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X ØT
5-1	210	70	8	65	3 85	70	70	8	65	2 85 8
5-3	200	50	10	115	4 135	135	45	12	115	4 135 8
5-4	225	45	12	125	5 145	165	55	16	125	4 145 8
5-7	260	65	16	170	4 190	160	40	16	170	5 190 8
5-12	270	45	16	225	6 245	225	45	20	225	6 245 8
5-19	330	55	20	285	6 305	275	55	25	285	6 305 10
5-22	350	50	20	310	7 330	300	50	25	310	7 330 12
5-31	405	45	20	370	9 390	375	75	32	370	6 390 16
5-37	480	60	25	405	8 425	420	70	32	405	7 425 16
5-43	495	55	25	440	9 460	420	60	32	440	8 460 16
5-55	500	50	25	500	10 520	480	60	32	505	9 525 20

Multistrand Post-Tensioning System
Internal Bonded Post-Tensioning
ANCHORAGE TYPE SC 0.5



Unit	⊠A	B	ØC	ØD	E	F	ØH ⁽²⁾	J ⁽¹⁾	ØK
5-4	135	100	42	90	46	100	42	134	11
5-7	165	100	57	110	51	100	57	177	11
5-12	215	160	75	150	56	160	75	212	11
5-19	265	210	90	180	71	210	100	283	11
5-22	290	215	100	190	80	215	100	318	11
5-27	315	300	100	220	85	300	100	354	11
5-31	315	300	110	230	90	300	110	354	11
5-37	370	320	120	240	100	320	120	431	11
5-42	390	340	129	260	105	340	129	460	11
5-48	430	340	138	280	125	340	138	516	11
5-55	465	340	153	290	125	340	153	566	13

Notes

All dimensions in [mm]

System applicable to strands with $A_p = 100 \text{ mm}^2$

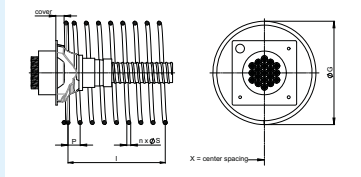
(1) J- spacing of bolts for fixation to formwork

(2) ØH-Inner exit diameter of casting

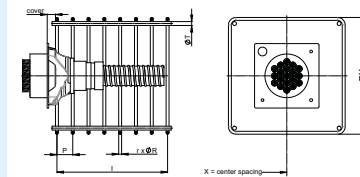
Multistrand Post-Tensioning System
Internal Bonded Post-Tensioning
ANCHORAGE TYPE SC 0.5 (strand 186 kN)
LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$



OPTION A - SPIRAL REINFORCEMENT



OPTION B - STIRRUP REINFORCEMENT



CONCRETE 20/25 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement				
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X ØT
5-4	250	50	10	180	5 200	200	50	12	180	5 200 8
5-7	300	50	12	240	6 260	260	65	16	240	5 260 10
5-12	320	40	12	320	8 340	300	50	16	320	7 340 12
5-19	440	55	16	405	8 425	400	40	16	405	11 425 16
5-22	450	50	16	435	9 455	420	60	20	435	8 455 16
5-27	495	45	16	485	11 505	440	55	20	485	9 505 16
5-31	520	40	16	520	13 540	500	50	20	520	11 540 20
5-37	560	40	16	575	14 595	540	45	20	575	13 595 20
5-42	600	60	20	610	10 630	585	45	20	610	14 630 20
5-48	660	55	20	655	12 675	650	65	25	655	11 675 25
5-55	700	50	20	700	14 720	660	60	25	700	12 720 25

CONCRETE 28/35 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement				
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X ØT
5-4	225	45	10	150	5 170	150	50	12	150	4 170 8
5-7	225	45	12	200	5 220	180	60	16	200	4 220 8
5-12	350	70	16	270	5 290	250	50	16	270	6 290 10
5-19	385	55	16	340	7 360	320	40	16	340	9 360 12
5-22	400	50	16	370	8 390	385	55	20	370	8 390 16
5-27	405	45	16	410	9 430	400	50	20	410	9 430 16
5-31	440	40	16	440	11 460	405	45	20	440	10 460 16
5-37	480	40	16	485	12 505	450	45	20	485	11 505 16
5-42	540	60	20	520	9 540	520	65	25	520	9 540 20
5-48	550	55	20	555	10 575	520	65	25	555	9 575 20
5-55	600	50	20	595	12 615	540	60	25	595	10 615 20

CONCRETE 36/45 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement				
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X ØT
5-4	220	55	10	135	4 155	165	55	12	135	4 155 8
5-7	250	50	12	180	5 200	195	65	16	180	4 200 8
5-12	350	70	16	235	5 255	250	50	16	235	6 255 8
5-19	330	55	16	300	6 320	280	40	16	300	8 320 10
5-22	350	50	16	325	7 345	300	60	20	325	6 345 12
5-27	400	50	16	365	8 385	330	55	20	365	7 385 12
5-31	400	40	16	390	10 410	360	45	20	390	9 410 16
5-37	440	40	16	430	11 450	405	45	20	430	10 450 16
5-42	440	40	16	460	11 480	450	45	20	460	11 480 16
5-48	480	60	20	490	8 510	455	65	25	490	8 510 16
5-55	550	55	20	525	10 545	480	60	25	525	9 545 20

Notes

All dimension in [mm]

Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$

Min. required concrete strength $f_{c, \text{cylinder}} / f_{c, \text{cube}}$ in MPa at stressing

Strand $A_p = 100 \text{ mm}^2$, $F_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$ (GUTS), $F_{pk} = 186 \text{ kN}$

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.

X = minimal center spacing between anchorages

For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1

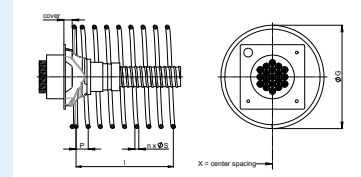
n = number of spiral turns including first and last required as anchorage length

Reinforcement, edge distance, center spacing may be modified, contact VSL

Multistrand Post-Tensioning System
Internal Bonded Post-Tensioning
ANCHORAGE TYPE SC 0.5 (strand 186 kN)
LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 390 \text{ N/mm}^2$



OPTION A - SPIRAL REINFORCEMENT



CONCRETE 20/25 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement				
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X ØT
5-4	200	40	10	180	5 200	200	40	12	180	6 200 8
5-7	280	40	12	240	7 260	220	55	16	240	5 260 10
5-12	360	60	16	320	6 340	320	40	16	320	9 340 12
5-19	405	45	16	405	9 425	400	50	20	405	9 425 16
5-22	440	40	16	435	11 455	400	50	20	435	9 455 16
5-27	480	40	16	485	12 505	450	45	20	485	11 505 16
5-31	550	55	20	520	10 540	520	65	25	520	9 540 20
5-37	550	55	20	575	10 595	540	60	25	575	10 595 20
5-42	600	50	20	610	12 630	550	55	25	610	11 630 20
5-48	630	45	20	655	14 675	605	55	25	655	12 675 25
5-55	675	45	20	700	15 720	650	50	25	700	14 720 25

CONCRETE 28/35 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement				
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X ØT
5-4	200	40	10	150	5 170	160	40	12	150	5 170 8
5-7	240	40	12	200	6 220	200	50	16	200	5 220 8
5-12	330	55	16	270	6 290	280	40	16	270	8 290 10
5-19	360	45	16	340	8 360	350	50	20	340	8 360 12
5-22	400	40	16	370	10 390	360	45	20	370	9 390 16
5-27	420	60	20	410	7 430	405	45	20	410	10 430 16
5-31	450	50	20	440	9 460	420	60	25	440	8 460 16
5-37	500	50	20	485	10 505	480	60	25	485	9 505 16
5-42	500	50	20	520	10 540	495	55	25	520	10 540 20
5-48	540	45	20	555	12 575	500	50	25	555	11 575 20
5-55	630	70	25	595	9 615	550	50	25	595	12 615 20

CONCRETE 36/45 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement				
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X ØT
5-4	180	45	10	135	4 155	135	45	12	135	4 155 8
5-7	225	45	12	180	5 200	165	50	16	180	4 200 8
5-12	275	55	16	235	5 255	240	40	16	235	7 255 8
5-19	315	45	16	300	7 320	300	50	20	300	7 320 10
5-22	360	40	16	325	9 345	300	50	20	325	7 345 12
5-27	360	40	16	365	9 385	360	45	20	365	9 385 12
5-31	440	55	20	390	8 410	360	60	25	390	7 410 16
5-37	440	55	20	430	8 450	420	60	25	430	8 450 16
5-42	450	50	20	460	9 480	440	55	25	460	9 480 16
5-48	500	50	20	490	10 510	495	55	25	490	10 510 20
5-55	540	45	20	525	12 545	500	50	25	525	11 545 20

Notes

All dimension in [mm]

Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 390 \text{ N/mm}^2$

Min. required concrete strength $f_{c, \text{cylinder}} / f_{c, \text{cube}}$ in MPa at stressing

Strand $A_p = 100 \text{ mm}^2$, $F_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$ (GUTS), $F_{pk} = 186 \text{ kN}$

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.

X = minimal center spacing between anchorages

For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1

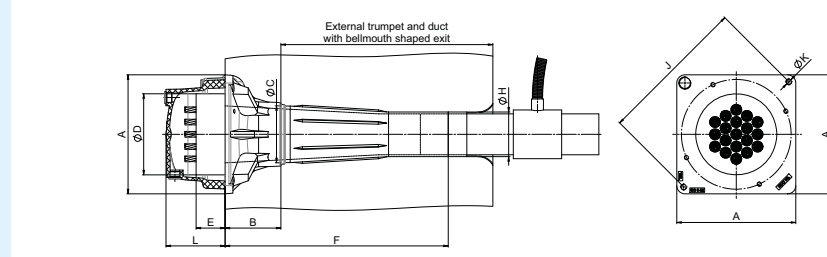
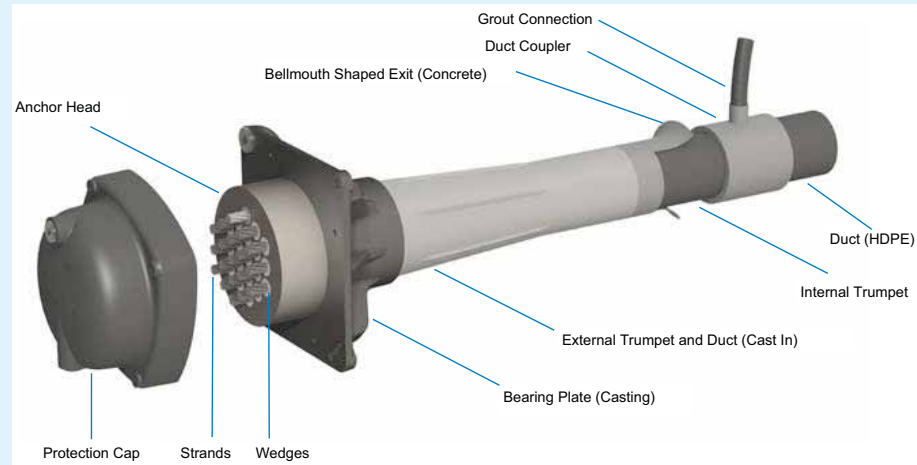
n = number of spiral turns including first and last required as anchorage length

Reinforcement, edge distance, center spacing may be modified, contact VSL

Multistrand Post-Tensioning System

External Grouted Post-Tensioning

ANCHORAGE TYPE GC



Unit	A	B	C	D	E	F	G ⁽²⁾	J ⁽¹⁾	K	L
6-3	180	135	76	116	55	500	64	210	M12	120
6-4	180	135	76	116	55	500	64	210	M12	120
6-7	230	220	92	148	62	500	79	264	M16	135
6-12	260	240	113	186	68	445	97	316	M16	145
6-15	290	150	131	196	73	600	113	354	M16	155
6-19	320	150	153	218	78	600	113	400	M16	160
6-22	350	170	164	236	85	600	129	430	M16	170
6-27	375	170	173	248	90	750	129	470	M16	180
6-31	410	170	196	276	98	750	150	524	M16	200
6-37	470	180	230	316	105	935	150	420	M20	215
6-43	520	180	240	326	118	1035	170	452	M20	230

Notes

All dimensions in [mm]

System applicable to strands with $A_p = 140 \text{ mm}^2$ or $A_p = 150 \text{ mm}^2$

(1) J-spacing of bolts for fixation to formwork

(2) ØH-Inner diameter of external duct.

Multistrand Post-Tensioning System

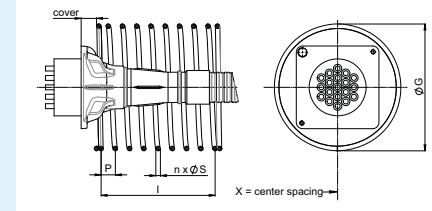
External Grouted Post-Tensioning

ANCHORAGE TYPE GC (strand $F_{pk}=279 \text{ kN}$)

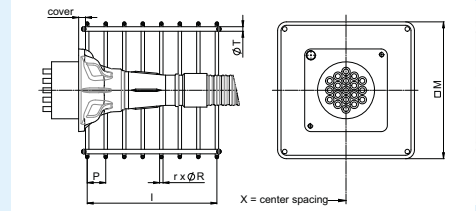
LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$



OPTION A - SPIRAL REINFORCEMENT



OPTION B - STIRRUP REINFORCEMENT



CONCRETE 25/30 MPA

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement				
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X
6-3	225	45	10	185	5 205	180	45	12	185	5 205
6-4	275	55	12	215	5 235	200	40	12	215	6 235
6-7	320	40	12	285	8 305	300	50	16	285	7 305
6-12	385	55	16	380	7 400	360	60	20	380	7 400
6-15	440	40	16	425	11 445	405	45	20	425	10 445
6-19	480	40	16	480	12 500	450	45	20	480	11 500
6-22	540	60	20	520	9 540	520	65	25	520	9 540
6-27	550	50	20	575	11 595	550	55	25	575	11 595
6-31	600	50	20	620	12 640	605	55	25	620	12 640
6-37	630	45	20	675	14 695	650	50	25	675	14 695
6-43	720	60	25	730	12 750	700	70	32	730	11 750

CONCRETE 32/40 MPA

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement				
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X
6-3	225	45	8	180	5 200	180	45	10	180	5 200
6-4	275	55	12	185	5 205	195	65	16	185	4 205
6-7	280	40	12	250	7 270	275	55	16	250	6 270
6-12	350	50	16	325	7 345	330	55	20	325	7 345
6-15	400	40	16	370	10 390	390	65	25	370	7 390
6-19	420	60	20	415	7 435	390	65	25	415	7 435
6-22	495	55	20	450	9 470	420	60	25	450	8 470
6-27	495	45	20	495	11 515	450	50	25	495	10 515
6-31	540	45	20	535	12 555	500	50	25	535	11 555
6-37	630	70	25	585	9 605	600	75	32	585	9 605
6-43	660	55	25	635	12 655	585	65	32	635	10 655

CONCRETE 40/50 MPA

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement				
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X
6-3	280	70	8	180	4 200	210	70	8	180	4 200
6-4	250	50	10	180	5 200	200	50	12	180	5 200
6-7	250	50	12	230	5 250	240	60	16	230	5 250
6-12	350	50	16	295	7 315	275	55	20	295	6 315
6-15	360	40	16	330	9 350	325	65	25	330	6 350
6-19	400	40	16	375	10 395	390	65	25	375	7 395
6-22	440	55	20	405	8 425	420	60	25	405	8 425
6-27	450	45	20	445	10 465	480	80	32	445	7 465
6-31	495	45	20	480	11 500	450	50	25	480	10 500
6-37	560	70	25	525	8 545	525	75	32	525	8 545
6-43	605	55	25	570	11 590	540	60	32	570	10 590

Notes

All dimension in [mm]

Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$

Min. required concrete strength $f_{c, cylinder} / f_{c, cube}$ in MPa at stressing

Strand $A_p = 150 \text{ mm}^2$, $f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$ (GUTS), $F_{pk} = 279 \text{ kN}$

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.

CONCRETE 28/35 MPA

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement				
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X
6-3	220	55	10	180	4 200	200	50	12	180	5 200
6-4	275	55	12	200	5 220	210	70	16	200	4 220
6-7	280	40	12	265	7 285	250	50	16	265	6 285
6-12	400	50	16	350	8 370	330	55	20	350	7 370
6-15	400	40	16	395	10 415	360	45	20	395	9 415
6-19	440	40	16	445	11 465	420	70	25	445	7 465
6-22	495	55	20	480	9 500	480	60	25	480	9 500
6-27	540	45	20	530	12 550	500	50	25	530	11 550
6-31	550	50	20	575	11 595	550	55	25	575	11 595
6-37	630	45	20	625	14 645	640	80	32	625	9 645
6-43	660	60	25	675	11 695	630	70	32	675	10 695

CONCRETE 36/45 MPA

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement				
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X
6-3	260	65	8	180	4 200	180	45	8	180	5 200
6-4	200	40	10	180	5 200	200	40	12	180	6 200
6-7	270	45	12	235	6 255	220	55	16	235	5 255
6-12	350	50	16	310	7 330	330	55	20	310	7 330
6-15	360	40	16	350	9 370	325	65	25	350	6 370
6-19	400	40	16	395	10 415	390	65	25	395	7 415
6-22	440	55	20	425	8 445	420	60	25	425	8 445
6-27	495	45	20	470	11 490	450	50	25	470	10 490
6-31	495	45	20	505	11 525	500	50	25	505	11 525
6-37	585	65	25	550	9 570	525	75	32	550	8 570
6-43	605	55	25	600	11 620	585	65	32	600	10 620

CONCRETE 50/62.5 MPA

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement				
	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X
6-3	280	70	8	180	4 200	210	70	8	180	4 200
6-4	240	60	8	180	4 200	200	40	8	180	6 200
6-7	250	50	10	230	5 250	250	50	12	230	6 250
6-12	315	45	16	260	7 280	250	50	20	260	6 280
6-15	330	55	20	300	6 320	275	55	25	300	6 320
6-19	385	55	20	335	7 355	330	55	25	335	7 355
6-22	400	50	20	360	8 380	350	50	25	360	8 380
6-27	455	65	25	400	7 420	420	70	32	400	7 420
6-31	455	65	25	430	7 450	450	75	32	430	7 450
6-37	520	60	25	470	8 490	455	65	32	470	8 490
6-43	500	50	25	510	10 530	480	60	32	525	9 545

X = minimal center spacing between anchorages

For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1

n = number of spiral turns including first and last required as anchorage length

Reinforcement, edge distance, center spacing may be modified, contact VSL

Multistrand Post-Tensioning System

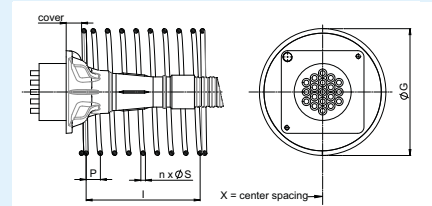
External Grouted Post-Tensioning

ANCHORAGE TYPE GC (Strand $F_{pk} = 260 / 265 \text{ kN}$)

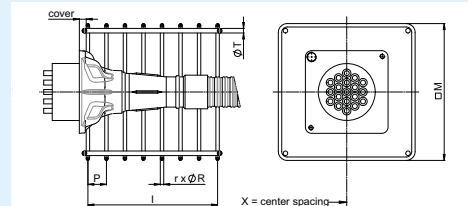
LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$



OPTION A - SPIRAL REINFORCEMENT



OPTION B - STIRRUP REINFORCEMENT



CONCRETE 24/30 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement						
	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	X
6-3	250	50	10	180	5	200	200	50	12	180	5	200
6-4	275	55	12	200	5	220	210	70	16	200	4	220
6-7	280	40	12	265	7	285	250	50	16	265	6	285
6-12	400	50	16	350	8	370	360	60	20	350	7	370
6-15	400	40	16	395	10	415	360	45	20	395	9	415
6-19	440	40	16	445	11	465	405	45	20	445	10	465
6-22	495	55	20	480	9	500	480	60	25	480	9	500
6-27	550	50	20	535	11	555	495	55	25	535	10	555
6-31	550	50	20	575	11	595	550	55	25	575	11	595
6-37	630	45	20	630	14	650	600	50	25	630	13	650
6-43	660	60	25	680	11	700	630	70	32	680	10	700

CONCRETE 28/35 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement						
	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	X
6-3	225	45	8	180	5	200	180	45	10	180	5	200
6-4	275	55	12	185	5	205	195	65	16	185	4	205
6-7	300	60	16	265	5	285	250	50	16	245	6	265
6-12	350	50	16	325	7	345	330	55	20	325	7	345
6-15	400	40	16	370	10	390	360	45	20	370	9	390
6-19	400	40	16	415	10	435	390	65	25	415	7	435
6-22	440	55	20	445	8	465	420	60	25	445	8	465
6-27	495	45	20	495	11	515	450	50	25	495	10	515
6-31	550	50	20	535	11	555	500	50	25	535	11	555
6-37	585	45	20	580	13	600	525	75	32	580	8	600
6-43	660	60	25	630	11	650	585	65	32	630	10	650

CONCRETE 32/40 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement						
	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	X
6-3	260	65	8	180	4	200	180	45	8	180	5	200
6-4	200	40	10	180	5	200	200	40	12	180	6	200
6-7	280	40	12	230	7	250	250	50	16	230	6	250
6-12	350	50	16	305	7	325	275	55	20	305	6	325
6-15	360	40	16	345	9	365	325	65	25	345	6	365
6-19	400	40	16	390	10	410	390	65	25	390	7	410
6-22	440	55	20	420	8	440	420	60	25	420	8	440
6-27	450	45	20	465	10	485	450	50	25	465	10	485
6-31	495	45	20	500	11	520	450	50	25	500	10	520
6-37	585	65	25	545	9	565	525	75	32	545	8	565
6-43	605	55	25	590	11	610	585	65	32	590	10	610

CONCRETE 36/45 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement						
	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	X
6-3	280	70	8	180	4	200	210	70	8	180	4	200
6-4	220	55	10	180	4	200	165	55	12	180	4	200
6-7	250	50	12	230	5	250	260	65	16	230	5	250
6-12	350	50	16	285	7	305	275	55	20	285	6	305
6-15	360	40	16	325	9	345	325	65	25	325	6	345
6-19	420	60	20	365	7	385	390	65	25	365	7	385
6-22	440	55	20	395	8	415	385	55	25	395	8	415
6-27	450	45	20	435	10	455	400	80	32	435	6	455
6-31	495	45	20	470	11	490	450	50	25	470	10	490
6-37	520	65	25	515	8	535	525	75	32	515	8	535
6-43	550	55	25	560	10	580	540	60	32	560	10	580

CONCRETE 40/50 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement						
	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	X
6-3	280	70	8	180	4	200	210	70	8	180	4	200
6-4	200	50	8	180	4	200	200	50	10	180	5	200
6-7	270	45	10	230	6	250	225	45	12	230	6	250
6-12	330	55	16	275	6	295	300	60	20	275	6	295
6-15	320	40	16	310	8	330	300	60	25	310	6	330
6-19	360	40	16	350	9	370	325	65	25	350	6	370
6-22	385	55	20	375	7	395	385	55	25	375	8	395
6-27	450	45	20	415	10	435	375	75	32	415	6	435
6-31	450	50	20	450	9	470	450	50	25	450	10	470
6-37	495	45	20	490	11	510	450	75	32	490	7	510
6-43	550	55	25	530	10	550	480	60	32	530	9	550

CONCRETE 50/62.5 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement						
	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	X
6-3	280	70	8	180	4	200	210	70	8	180	4	200
6-4	280	70	8	180	4	200	210	70	8	180	4	200
6-7	260	65	8	230	4	250	225	45	8	230	6	250
6-12	300	60	16	260	5	280	240	40	16	260	7	280
6-15	320	40	16	290	8	310	300	60	25	290	6	310
6-19	360	60	20	320	6	340	300	60	25	320	6	340
6-22	385	55	20	350	7	370	330	55	25	350	7	370
6-27	455	65	25	375	7	395	390	65	32	375	7	395
6-31	405	45	20	410	9	430	400	80	32	410	6	430
6-37	495	55	20	485	9	505	440	55	25	485	9	505
6-43	540	55	25	495	9	515	480	60	32	495	9	515

Notes

All dimension in [mm]

Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$

Min. required concrete strength $f_{c, \text{cylinder}} / f_{c, \text{cube}}$ in MPa at stressing

Strand $A_p = 150 \text{ mm}^2$, $f_{pk} = 1770 \text{ N/mm}^2$ (GUTS), $F_{pk} = 265,5 \text{ kN}$

Strand $A_p = 140 \text{ mm}^2$, $f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$ (GUTS), $F_{pk} = 260,4 \text{ kN}$

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.

X = minimal center spacing between anchorages

For calculation of minimum edge distance refer to 4.1

n = number of spiral turns including first and last required as anchorage length

Reinforcement, edge distance, center spacing may be modified, contact VSL

Multistrand Post-Tensioning System

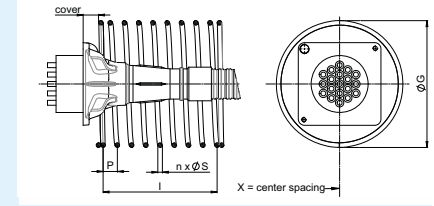
External Grouted Post-Tensioning

ANCHORAGE TYPE GC (Strand $F_{pk} = 260 / 265 \text{ kN}$)

LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 390 \text{ N/mm}^2$



OPTION A - SPIRAL REINFORCEMENT



CONCRETE 24/30 MPa

Unit	A Spiral Reinforcement					B Stirrup Reinforcement						
	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	X
6-3	225	45	10	180	5	200	200	40	12	180	6	200
6-4	225	45	12	200	5	220	220	55	16	200	5	220
6-7	300	60	16	265	5	285	270	45	16	265	7	285
6-12	360	45	16	350	8	370	350	50	20	350	8	370
6-15	440	55	20	395	9	415	360	60	25	395	7	415
6-19	450	50	20	445	9	465	440	55	25	445	9	465
6-22	495	45	20	480	11	500	450	50	25	480	10	500
6-27	585	65	25	535	9	555	525	75	32	535	8	555
6-31	585	65	25	575	9	595	525	75	32	575	8	595
6-37	660	60	25	630	11	650	630	70	32	630	10	650
6-43	650	50	25	680	13	700	660	60	32	680	12	700

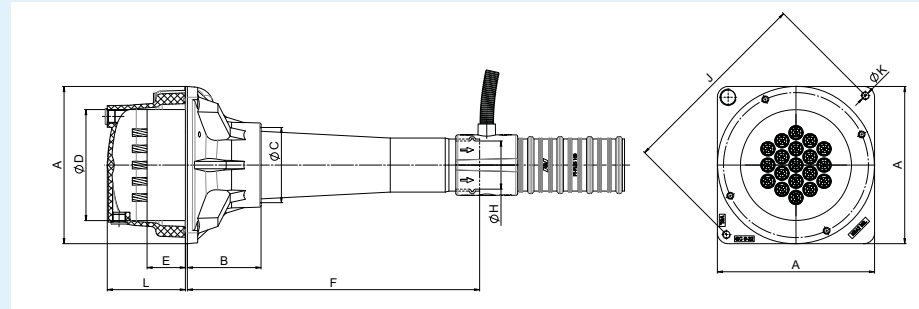
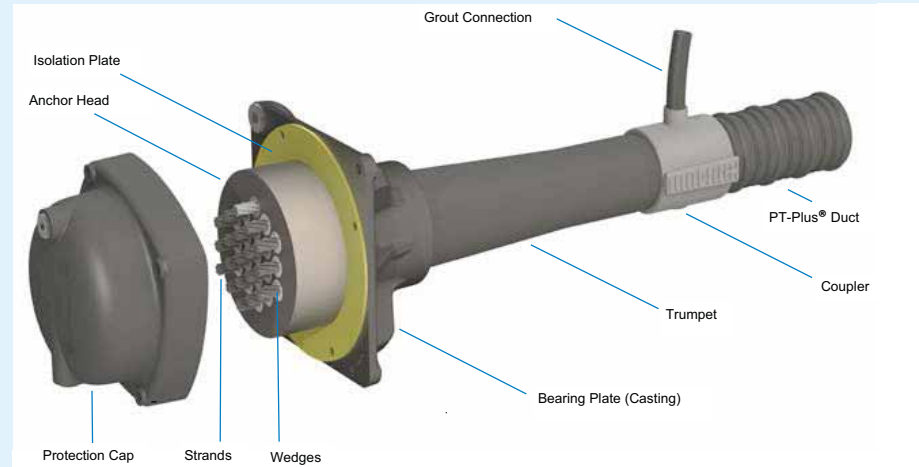
CONCRETE 32/40 MPa

A Spiral Reinforcement							B Stirrup Reinforcement						
Unit	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	X	
6-3	220	55	8	180	4	200	180	60	10	180	4	200	
6-4	250	50	12	180	5	200	195	65	16	180	4	200	
6-7	325	65	16	230	5	250	225	45	16	230	6	250	
6-12	320	40	16	305	8	325	315	45	20	305	8	325	
6-15	400	50	20	345	8	365	330	55	25	345	7	365	
6-19	400	50	20	390	8	410	385	55	25	390	8	410	
6-22	450	45	20	420	10	440	400	50	25	420	9	440	
6-27	480	60	25	465	8	485	420	70	32	465	7	485	
6-31	540	60	25	505	9	520	490	70	32	500	8	520	
6-37	550	55	25	545	10	565	540	60	32	545	10	565	
6-43	600	50	25	600	12	620	600	60	32	615	11	635	

Multistrand Post-Tensioning System

Internal Bonded Post-Tensioning EIT (Electrically Isolated Tendon)

ANCHORAGE TYPE GC



Unit	A	B	C	D	E	F	G ⁽²⁾	J ⁽¹⁾	K	L
6-3	180	135	76	116	55	450	58	210	M12	120
6-4	180	135	76	116	55	450	58	210	M12	120
6-7	230	220	92	156	62	450	65	264	M16	135
6-12	260	240	113	186	68	450	76	316	M16	145
6-15	290	150	131	198	73	640	85	354	M16	155
6-19	320	150	153	226	78	640	100	400	M16	160
6-22	350	170	164	246	85	580	100	430	M16	170
6-27	375	170	173	258	90	770	115	470	M16	180
6-31	410	170	196	286	98	770	130	524	M16	200
6-37	470	180	230	326	105	935	166	420	M20	215
6-43	520	180	240	336	118	1035	160	452	M20	230

Notes
 All dimensions in [mm]
 System applicable to strands with $A_p = 140 \text{ mm}^2$ or $A_p = 150 \text{ mm}^2$
 (1) J- spacing of bolts for fixation to formwork
 (2) ØH- Inner dia of the trumpet
 Electrical connections for monitoring not shown

Multistrand Post-Tensioning System

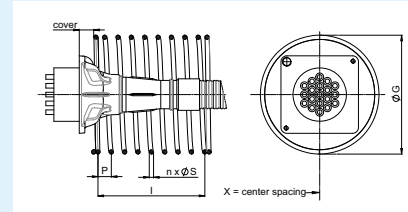
Internal Bonded Post-Tensioning EIT

ANCHORAGE TYPE GC (Strand $F_{pk} = 279 \text{ kN}$)

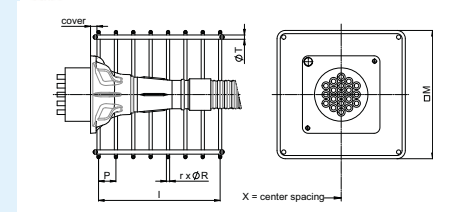
LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$



OPTION A - SPIRAL REINFORCEMENT



OPTION B - STIRRUP REINFORCEMENT



CONCRETE 25/30 MPA

A Spiral Reinforcement							B Stirrup Reinforcement						
Unit	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	X	
6-3	225	45	10	185	5	205	180	45	12	185	5	205	
6-4	275	55	12	215	5	235	200	40	12	215	6	235	
6-7	320	40	12	285	8	305	300	50	16	285	7	305	
6-12	385	55	16	380	7	400	360	60	20	380	7	400	
6-15	440	40	16	425	11	445	405	45	20	425	10	445	
6-19	480	40	16	480	12	500	450	45	20	480	11	500	
6-22	540	60	20	520	9	540	520	65	25	520	9	540	
6-27	550	50	20	575	11	595	550	55	25	575	11	595	
6-31	600	50	20	620	12	640	605	55	25	620	12	640	
6-37	630	45	20	675	14	695	650	50	25	675	14	695	
6-43	720	60	25	730	12	750	700	70	32	730	11	750	

CONCRETE 32/40 MPA

A Spiral Reinforcement							B Stirrup Reinforcement						
Unit	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	X	
6-3	225	45	8	180	5	200	180	45	10	180	5	200	
6-4	275	55	12	185	5	205	195	65	16	185	4	205	
6-7	280	40	12	250	7	270	275	55	16	250	6	270	
6-12	350	50	16	325	7	345	330	55	20	325	7	345	
6-15	400	40	16	370	10	390	390	65	25	370	7	390	
6-19	420	60	20	415	7	435	390	65	25	415	7	435	
6-22	495	55	20	450	9	470	420	60	25	450	8	470	
6-27	495	45	20	495	11	515	450	50	25	495	10	515	
6-31	540	45	20	535	12	555	500	50	25	535	11	555	
6-37	630	70	25	585	9	605	600	75	32	585	9	605	
6-43	660	55	25	635	12	655	585	65	32	635	10	655	

CONCRETE 40/50 MPA

A Spiral Reinforcement							B Stirrup Reinforcement						
Unit	I	P	ØS	ØG	n	X	I	P	ØR	M	r	X	
6-3	280	70	8	180	4	200	210	70	8	180	4	200	
6-4	250	50	10	180	5	200	200	50	12	180	5	200	
6-7	250	50	12	230	5	250	240	60	16	230	5	250	
6-12	350	50	16	295	7	315	275	55	20	295	6	315	
6-15	360	40	16	330	9	350	325	65	25	330	6	350	
6-19	400	40	16	375	10	395	390	65	25	375	7	395	
6-22	440	55	20	405	8	425	420	60	25	405	8	425	
6-27	450	45	20	445	10	465	480	80	32	445	7	465	
6-31	495	45	20	480	11	500	450	50	25	480	10	500	
6-37	560	70	25	525	8	545	525	75	32	525	8	545	
6-43	605	55	25	570	11	590	540	60	32	570	10	590	

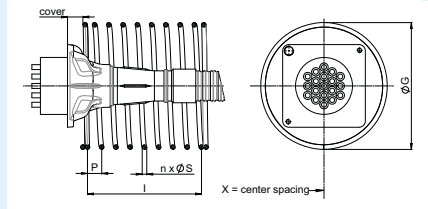
Notes
 All dimension in [mm]
 Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
 Min. required concrete strength $f_{c, cylinder} / f_{c, cube}$ in MPa at stressing
 Strand $A_p = 150 \text{ mm}^2$, $F_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$ (GUTS), $F_{pk} = 279 \text{ kN}$

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.
 X = minimal center spacing between anchorages
 For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1
 n = number of spiral turns including first and last required as anchorage length
 Reinforcement, edge distance, center spacing may be modified, contact VSL

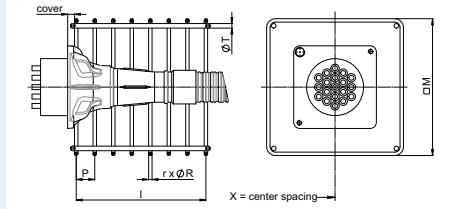
Multistrand Post-Tensioning System
Internal Bonded Post-Tensioning EIT
ANCHORAGE TYPE GC (Strand $F_{pk} = 260 / 265$ kN)
LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 460$ N/mm²



OPTION A - SPIRAL REINFORCEMENT



OPTION B - STIRRUP REINFORCEMENT



CONCRETE 24/30 MPa

A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement					
Unit	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X	ØT
6-3	250	50	10	180	5 200	200	50	12	180	5 200	8
6-4	275	55	12	200	5 220	210	70	16	200	4 220	8
6-7	280	40	12	265	7 285	250	50	16	265	6 285	10
6-12	400	50	16	350	8 370	360	60	20	350	7 370	12
6-15	400	40	16	395	10 415	380	45	20	395	9 415	16
6-19	440	40	16	445	11 465	405	45	20	445	10 465	16
6-22	495	55	20	480	9 500	480	60	25	480	9 500	16
6-27	550	50	20	535	11 555	495	55	25	535	10 555	20
6-31	550	50	20	575	11 595	550	55	25	575	11 595	20
6-37	630	45	20	630	14 650	600	50	25	630	13 650	25
6-43	660	60	25	680	11 700	630	70	32	680	10 700	25

CONCRETE 28/35 MPa

A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement					
Unit	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X	ØT
6-3	225	45	8	180	5 200	180	45	10	180	5 200	8
6-4	275	55	12	185	5 205	195	65	16	185	4 205	8
6-7	280	40	12	245	7 265	250	50	16	245	6 265	10
6-12	350	50	16	325	7 345	330	55	20	325	7 345	12
6-15	400	40	16	370	10 390	360	45	20	370	9 390	16
6-19	400	40	16	415	10 435	390	65	25	415	7 435	16
6-22	440	55	20	445	8 465	420	60	25	445	8 465	16
6-27	495	45	20	495	11 515	450	50	25	495	10 515	16
6-31	550	50	20	535	11 555	500	50	25	535	11 555	20
6-37	585	45	20	580	13 600	525	75	32	580	8 600	20
6-43	660	60	25	630	11 650	585	65	32	630	10 650	25

CONCRETE 32/40 MPa

A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement					
Unit	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X	ØT
6-3	260	65	8	180	4 200	180	45	8	180	5 200	8
6-4	200	40	10	180	5 200	200	40	12	180	6 200	8
6-7	280	40	12	230	7 250	250	50	16	230	6 250	8
6-12	350	50	16	305	7 325	275	55	20	305	6 325	12
6-15	360	40	16	345	9 365	325	65	25	345	6 365	12
6-19	400	40	16	390	10 410	390	65	25	390	7 410	16
6-22	440	55	20	420	8 440	420	60	25	420	8 440	16
6-27	450	45	20	465	10 485	450	50	25	465	10 485	16
6-31	495	45	20	500	11 520	450	50	25	500	10 520	20
6-37	585	65	25	545	9 565	525	75	32	545	8 565	20
6-43	605	55	25	590	11 610	585	65	32	590	10 610	20

CONCRETE 40/50 MPa

A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement					
Unit	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X	ØT
6-3	280	70	8	180	4 200	210	70	8	180	4 200	8
6-4	200	50	8	180	4 200	200	50	10	180	5 200	8
6-7	270	45	10	230	6 250	225	45	12	230	6 250	8
6-12	330	55	16	275	6 295	300	60	20	275	6 295	10
6-15	320	40	16	310	8 330	300	60	20	310	8 330	12
6-19	360	40	16	350	9 370	325	65	25	350	8 370	12
6-22	385	55	20	375	7 395	385	55	25	375	8 395	16
6-27	450	45	20	415	10 435	375	75	32	415	6 435	16
6-31	450	50	20	450	9 470	450	50	25	450	10 470	16
6-37	495	45	20	490	11 510	450	75	32	490	7 510	16
6-43	550	55	25	530	10 550	480	60	32	530	9 550	20

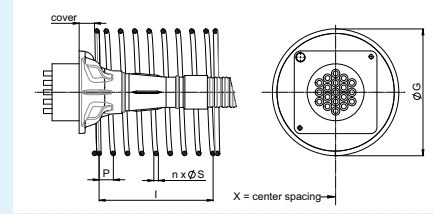
Notes
All dimension in [mm]
Min. yield strength for local zone reinforcement $f_y = 460$ N/mm²
Min. required concrete strength $f_{c,cylinder} / f_{c,cube}$ in MPa at stressing
Strand $A_p = 150$ mm², $F_{pk} = 1770$ N/mm² (GUTS), $F_{pk} = 265$, 5kN
Strand $A_p = 140$ mm², $F_{pk} = 1860$ N/mm² (GUTS), $F_{pk} = 260$, 4kN

For max. tendon force and temporary over stressing refer to 4.1 and 4.2.8 resp.
X = minimal center spacing between anchorages
For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1
n = number of spiral turns including first and last required as anchorage length
Reinforcement, edge distance, center spacing may be modified, contact VSL

Multistrand Post-Tensioning System
Internal Bonded Post-Tensioning EIT
ANCHORAGE TYPE GC (Strand $F_{pk} = 260 / 265$ kN)
LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 390$ N/mm²



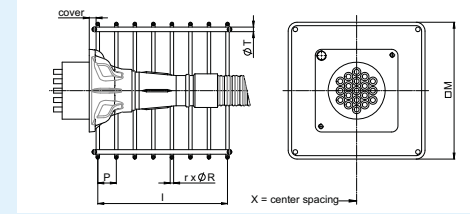
OPTION A - SPIRAL REINFORCEMENT



CONCRETE 24/30 MPa

A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement					
Unit	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X	ØT
6-3	225	45	10	180	5 200	200	40	12	180	6 200	8
6-4	225	45	12	200	5 220	220	55	16	200	5 220	8
6-7	300	60	16	265	5 285	270	45	16	265	7 285	10
6-12	360	45	16	350	8 370	350	50	20	350	8 370	12
6-15	440	55	20	395	8 415	360	60	25	395	7 415	16
6-19	450	50	20	445	9 465	440	55	25	445	9 465	16
6-22	495	45	20	480	11 500	450	50	25	480	10 500	16
6-27	585	65	25	535	9 555	525	75	32	535	8 555	20
6-31	585	65	25	575	9 595	525	75	32	575	8 595	20
6-37	660	60	25	630	11 650	630	70	32	630	10 650	25
6-43	650	50	25	680	13 700	660	60	32	680	12 700	25

OPTION B - STIRRUP REINFORCEMENT



CONCRETE 28/35 MPa

A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement					
Unit	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X	ØT
6-3	220	55	10	180	4 200	200	40	10	180	6 200	8
6-4	225	45	12	185	5 205	220	55	16	185	5 205	8
6-7	300	60	16	245	5 265	240	40	16	245	7 265	10
6-12	360	40	16	325	9 345	315	45	20	325	8 345	12
6-15	385	55	20	370	7 390	385	55	25	370	8 390	16
6-19	450	50	20	415	9 435	385	55	25	415	8 435	16
6-22	450	45	20	445	10 465	450	50	25	445	10 465	16
6-27	540	60	25	495	9 515	490	70	32	495	8 515	16
6-31	585	65	25	535	9 555	525	75	32	535	8 555	20
6-37	605	55	25	580	11 600	585	65	32	580	10 600	20
6-43	600	50	25	630	12 650	600	60	32	645	11 665	25

CONCRETE 32/40 MPa

A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement					
Unit	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X	ØT
6-3	220	55	8	180	4 200	180	60	10	180	4 200	8
6-4	250	50	12	180	5 200	195	65	16	180	4 200	8
6-7	325	65	16	230	5 250	225	45	16	230	6 250	8
6-12	320	40	16	305	8 325	315	45	20	305	8 325	12
6-15	400	50	20	345	8 365	330	55	25	345	7 365	12
6-19	400	50	20	390	8 410	385	55	25	390	8 410	16
6-22	450	45	20	420	10 440	400	50	25	420	9 440	16
6-27	480	60	25	465	8 485	420	70	32	465	7 485	16
6-31	540	60	25	500	9 520	490	70	32	500	8 520	20
6-37	550	55	25	545	10 565	540	60	32	545	10 565	20
6-43	600	50	25	600	12 620	600	60	32	615	11 635	20

CONCRETE 36/45 MPa

A Spiral Reinforcement						B Stirrup Reinforcement					
Unit	I	P	ØS	ØG	n X	I	P	ØR	M	r X	ØT
6-3	280	70	8	180	4 200	210	70	8	180	4 200	8
6-4	225	45	10	180	5 200	180	45	12	180	5 200	8
6-7	270	45	12	230	6 250	220	55	16	230	5 250	8
6-12	320	40	16	285	8 305	270	45	20	285	7 305	10
6-15	350	50	20	325	7 345	300	50	25	325	7 345	12
6-19	400	50	20	365	8 385	350	50	25	365	8 385	12
6-22	405	45	20	395	9 415	400	80	32	395	6 415	16
6-27	480	60	25	435	8 455	455	65	32	435	8 455	16
6-31	480	60	25	470	8 490	490	70	32	470	8 490	16
6-37	550	55	25	515	10 535	480	60	32	515	9 535	20
6-43	550	50	25	570	11 590	540	60	32	585	10 585	20

4. DESIGN CONSIDERATIONS

4.1 STRESSING FORCE OF POST-TENSIONING TENDONS

International standards and codes define the maximum tension force in a post-tensioned tendon, which should generally not be exceeded. The table below gives an overview of different standards. Distinction is made between the forces before and after the transfer of the prestressing force to the concrete, in order to allow a partial compensation for friction losses by temporary 'overstressing' (refer to 4.2).

STANDARD	Max. force AFTER transfer of prestressing force to the concrete	Max. force BEFORE transfer of prestressing force to the concrete
FIB Model Code 2010	Min (0.75 f_{pk} ; 0.85 $f_{p0.1k}$)	Min (0.80 f_{pk} ; 0.90 $f_{p0.1k}$)
Eurocode 2 (EN-1992-1-1)	Min (0.75 f_{pk} ; 0.85 $f_{p0.1k}$)	Min (0.80 f_{pk} ; 0.90 $f_{p0.1k}$)
AASHTO LRFD Bridge Design Specification 2010	0.70 f_{pk} (at anchorage) / 0.74 f_{pk} (along tendon)	0.75 f_{pk}

Where:

f_{pk} : characteristic tensile strength

$f_{p0.1k}$: characteristic 0.1% proof stress

Most applicable codes and standards allow temporary overstressing of the tendon (refer to 4.2.8).

EN-1992-1-1 specifies maximum tendon forces in national annexes; indicated values are recommended values.

The stressing of a post-tensioning tendon can only be carried out once the concrete in the vicinity of the anchorage has reached the required mechanical strength $f_{cm,0}$. $f_{cm,0}$ is the on-site measured cylinder concrete strength at the time of stressing and should meet or exceed $f_{cm,0}$ as specified in the corresponding VSL data sheets or the value specified by the project engineer. For partial stressing at lower values than $f_{cm,0}$ refer to section 4.4.1 of this brochure.

4.2 POST-TENSIONING FORCE IN TENDONS – LOSSES OF TENDON FORCE

The initial post-tensioning force applied at the stressing end of a tendon decreases along the tendon as a result of various factors. The losses of post-tensioning force are described in this chapter. In general, immediate and long-term losses are considered separately:

Immediate losses:

- Losses due to friction along the tendon and in the anchorage
- Losses due to draw-in of the wedges
- Elastic shortening of the concrete

Long-term losses:

- Losses due to relaxation of the prestressing steel
- Losses due to creep and shrinkage of the concrete

4.2.1 Losses due to friction along the tendon

Losses due to friction along the tendon can be calculated by Coulomb's formula:

$$P_{(x)} = P_o \cdot e^{-\mu(\alpha + k \cdot x)}$$

Where:

$P_{(x)}$ = Post-tensioning force at a distance x from the stressing anchorage

P_o = Post-tensioning force at the stressing anchorage

e = base of Napierian logarithms

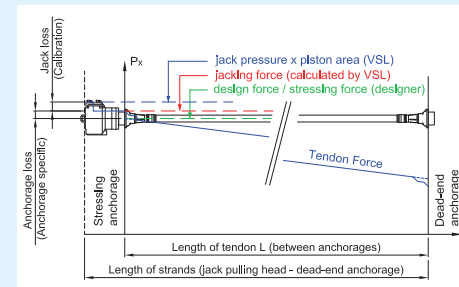
Values for coefficients μ and k:

Type of tendon and duct	Range	Recommended value
Internal bonded tendon with corrugated steel duct (bare strand)	$\mu = 0.16 - 0.22$ $k = 0.004 - 0.008$	$\mu = 0.18$ $k = 0.005$ ($k^* = 9 \times 10^{-4}$)
Internal bonded tendon with PT-PLUS® polymer duct (bare strand)	$\mu = 0.10 - 0.15$ $k = 0.004 - 0.010$	$\mu = 0.12$ $k = 0.005$ ($k^* = 6 \times 10^{-4}$)
External tendon with PE pipe (bare strand)	$\mu = 0.10 - 0.14$ $k = 0^{(2)}$	$\mu = 0.12$ $k = 0^{(2)}$ ($k^* = 0$)
Internal unbonded tendon with individually greased and sheathed strands	$\mu = 0.04 - 0.07$ $k = 0.004 - 0.006$	$\mu = 0.05$ $k = 0.005$ ($k^* = 2.5 \times 10^{-4}$)
Special application: External tendon with greased and sheathed strands	$\mu = 0.04 - 0.07$ $k = 0^{(2)}$	$\mu = 0.06$ $k = 0^{(2)}$ ($k^* = 0$)

Notes:

1. The interval limit values encompass both lubricated and non-lubricated strands
2. Values of wobble factor k are zero for tendons outside the concrete section

It should be noted that, in addition to the losses of friction along the tendon, losses occur in the jack and due to friction of the strands in the anchorage. These losses vary with the type of tendon unit, type of anchorage and type of jack used. These losses are taken into account by VSL and so the jacking force of the jack and the pump pressure are calculated accordingly. As a consequence, the project design engineer does not need to consider these losses.



4.2.2 Losses due to draw-in of wedges

When the strands are locked off in the anchorage, the wedges move through a fixed distance of about 6mm. This value is independent of the tendon unit, the nominal diameter of the strand and its grade. By assuming a linear loss of tension due to friction (a valid hypothesis for most cases) the loss in tension and the affected zone of the wedge draw-in may be calculated as follows:

$$w = \frac{\Delta l_e \cdot E_p \cdot A_p}{\Delta p}$$

$$\Delta P = 2 \cdot \Delta p \cdot w$$

where:

w = Distance affected by the draw-in of wedges

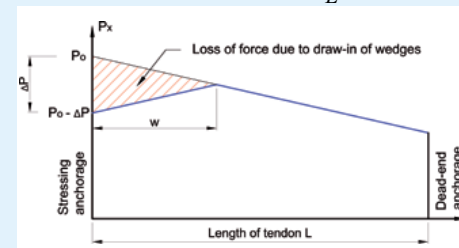
ΔP = loss of force at the anchorage due to draw-in of wedges

Δl_e = draw-in of wedges (= 0.006m)

E_p = Module of elasticity of post-tensioning steel in [kN/m²]

A_p = steel cross section in [m²]

Δp = loss of force per m in [kN/m] $\Delta p = \frac{P_o - P_L}{L}$



In the majority of cases this loss does not have any practical influence since the force required in the tendon is determined by the governing moment, which is usually situated at a point unaffected by the distance w. However, for short tendons with small curvature, or where the controlling force is located in the vicinity of the anchorage, it may be advisable to compensate for the loss caused by draw-in of the wedges by shimming between the anchor block and bearing plate (2-stage stressing operation).

4.2.3 Losses due to elastic shortening of concrete

The loss in tendon force corresponding to the instantaneous deformation of the concrete should be considered by taking into account the order in which the tendons are stressed.

For standard cases, such as slabs or bridge girders, this shortening is insignificant in terms of losses. However, it should be considered for beams that are highly stressed with only a few cables.

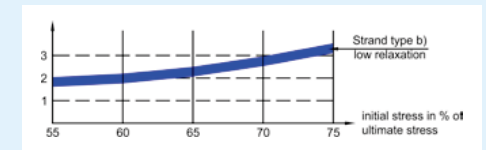
4.2.4 Losses due to relaxation of the prestressing steel

Relaxation is the loss of force, measured as a function of time, in a tendon that is stressed and maintained at constant length. It represents a physical property of the material, which varies according to the quality of the steel and the method by which it was produced.

For a given steel, the relaxation depends essentially upon the initial force and the ambient temperature.

Strands used by VSL are low-relaxation strands, with a maximum relaxation at 1,000 hours of 2.5% (for an initial force of 70% UTS (ultimate tensile strength) and ambient temperature of 20°C).

The graph below allows the estimation of the relaxation of a low-relaxation strand at 1,000 hours, for a temperature of 20°C and as a function of the initial stress of the tendon (mean initial stress in % f_{pk} , considering immediate losses).



The losses due to relaxation of the prestressing steel depend significantly on the temperature.

If relaxation losses are important for the performance of the structure or member, it is strongly recommended that relaxation tests should be performed at the particular temperature whenever the temperature is expected to be significantly above 20°C over extended periods of time.

The relaxation loss after infinite time may be assumed to two to three times the value at 1,000 hours.

As a consequence, for preliminary design the losses due to relaxation of post-tensioning strands with normal initial stress level and temperatures around 20°C can be considered to be 6% to 7%.

This estimate can be considered as an upper value. It should be noted that there is a significant variation between different codes and regulations, thus for detailed calculation reference should be made to applicable codes and regulations, e.g. fib Model Code 2010.

4.2.5 Losses due to creep and shrinkage of concrete

The calculation of losses due to creep and shrinkage of the concrete should be carried out based on applicable codes and standards or according to fib Model Code 2010.

For bonded tendons, the local deformation at the level of the tendon has to be considered, while for unbonded tendons (e.g. external tendons, which are unbonded to the structure), the deformation of the whole structure between the anchorages of the tendon has to be taken into account.

The following equations are based upon the data from the fib model code and allow to determine the final losses due to shrinkage and creep under constant stress. As indicated, for detailed calculations reference should be made to applicable codes and standards.

$$\Delta p_{c+s} = \frac{\Delta \sigma_{p,c+s}}{\sigma_{p0}} \cdot 100$$

$$\Delta \sigma_{p,c+s} = \frac{\varepsilon_{cs(t,t_0)} \cdot E_s + \alpha \cdot \phi(t,t_0) \cdot \sigma_{c,p0+g}}{1 - \alpha \frac{\sigma_{c,p0}}{\sigma_{p0}} \left(1 + \frac{\phi(t,t_0)}{2} \right)}$$

where:

- Δp_{c+s} = final post-tensioning losses due to shrinkage and creep [%]
- $\Delta \sigma_{p,c+s}$ = variation in the stress in the post-tensioning steel due to creep and shrinkage [MPa]
- σ_{p0} = initial stress in the post-tensioning steel
- $\sigma_{c,p0}$ = initial stress in the concrete due to post-tensioning (at the level of the post-tensioning steel) [MPa]
- $\sigma_{c,p0+g}$ = stress in the concrete due to post-tensioning dead load and other permanent loads (at the level of the post-tensioning steel) [MPa]
- E_s = Modulus of elasticity of post-tensioning steel (195,000MPa)
- E_{cm} = Modulus of elasticity of concrete [MPa]
- $\varepsilon_{cs(t,t_0)}$ = specific final shrinkage of the concrete; may be obtained from the diagram below
- $\phi(t,t_0)$ = final creep coefficient of the concrete, may be obtained from the diagram below
- α = E_s / E_{cm}

Factors influencing the amount of shrinkage and creep are:

- Age at loading of structure, t_0 [days]
- Atmospheric conditions, relative humidity RH [%]
- Geometry of elements, notional size $h = 2Ac/u$ [mm]

The final losses due to shrinkage and creep are influenced by the above factors. In addition, the initial stress in the concrete due to post-tensioning and dead load $\sigma_{c,p0+g}$ is of major importance.

The **total shrinkage strain** $\varepsilon_{cs(t,t_0)}$ (in 10E-3) which accounts for the autogenous shrinkage and the drying shrinkage, can be estimated based on the table below:

Dry atmospheric conditions (RH = 50%, indoors)			Humid atmospheric conditions (RH = 80%, outdoors)		
Notional size 2A _c /u [mm]					
50	150	600	50	150	600
-0.61	-0.60	-0.49	-0.38	-0.38	-0.31

The effect of the time of loading on total shrinkage can be neglected for preliminary analysis.

The final creep coefficient $\phi(t,t_0)$ is shown in the table below. The creep coefficient depends significantly on the time of loading of the structure.

Age at loading t_l [days]	Dry atmospheric conditions (RH = 50%, indoors)			Humid atmospheric conditions (RH = 80%, outdoors)		
	Notional size $2A_{\text{v}}$ [mm]					
	50	150	600	50	150	600
1	4.8	4.0	3.3	3.2	2.9	2.6
7	3.5	2.9	2.4	2.4	2.2	2.0
28	2.7	2.3	1.9	1.9	1.7	1.5
90	2.1	1.8	1.5	1.5	1.3	1.2
365	1.6	1.3	1.1	1.1	1.0	0.9

As previously indicated, the losses due to creep and shrinkage depend strongly on geometrical, atmospheric and time factors and also vary in relation to different codes and regulations.

The table below provides an estimate of losses due to creep and shrinkage for three different cases. These values may only be used for preliminary analysis; for detailed calculation reference should be made to applicable codes and regulations, e.g. *fib Model Code 2010*.

Case I: Cast-in-situ element with early stressing of tendons in dry atmospheric conditions

Case II: Cast-in-situ element with standard stressing of tendons in humid atmospheric conditions

Case III: Precast elements with late stressing of tendons

Typical values of losses due to creep and shrinkage:			
Case	I	II	III
Slab tendons	8 - 9 %	6 - 8 %	4 - 6 %
Bridges and Beams	12 - 15 %	8 - 12 %	5 - 8 %

4.2.6 Total time-dependent losses

Typical values for the total time-dependent losses for post-tensioned tendons due to relaxation of the prestressing steel and creep and shrinkage of the concrete can be calculated by adding the losses due to relaxation to the values of the table above:

e.g. Case I:

- for slab tendons ~ 15 %
- for bridges and beams ~ 20 %

These values are approximate and for detailed calculation reference should be made to applicable codes and regulations, e.g. *fib Model Code 2010*.

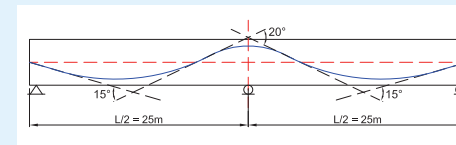
4.2.7 Example for determination of post-tensioning force along the tendon

This paragraph shows an example for the determination of the post-tensioning force along the tendon, considering losses due to friction and due to wedge draw-in of the tendon.

VSL tendon 6-12, 12 strands, nominal diameter (\varnothing) 15.7mm (0.6")
Length of tendon $L = 50m$
Section of one strand $A_s = 150mm^2$
Characteristic tensile strength $f_{pk} = 1,860MPa$
Characteristic breaking load of tendon $F_{pk} = 3,348kN$
Modulus of elasticity of post-tensioning steel = 195,000MPa

Tendon equipped with GC 6-12 anchorages and PT-PLUS® duct
Initial stressing force = 75% $F_{pk} = 2,511kN$

Tendon geometry:



Case 1 – Simplified example for approximate determination of losses
(linear losses over the length of tendon are assumed):

Losses due to friction: $P_{(x)} = P_0 \cdot e^{-\mu(\alpha+k \cdot x)}$
 $\mu = 0.12$
 $k = 0.005$

$$P_{(50m)} = 2'511 \cdot e^{-0.12 \cdot ((2.15+20) \cdot \frac{\pi}{180} + 0.005 \cdot 50)} = 2'511 \cdot 0.87 = 2'195 kN$$

$$(= 0.65 \cdot F_{pk})$$

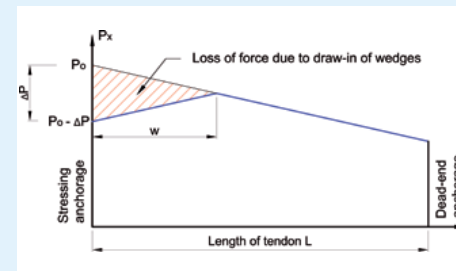
Influence of wedge draw-in:

$$\Delta p = \frac{2'511 - 2'195}{50} = 6.32 kN / m'$$

$$w = \sqrt{\frac{6 \cdot 195'000 \cdot 12 \cdot 150}{6.32}} \cong 18m$$

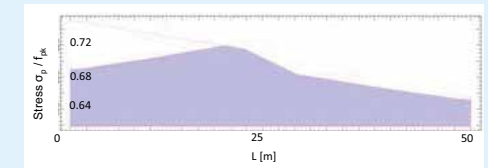
$$\Delta P \cong 2 \cdot 18 \cdot 6.32 \cong 228 kN$$

$$P_0 - \Delta P \cong 2'283 kN$$



Case 2 - Detailed calculation with variable Δp :

Detailed calculation is carried out by specialised software which takes into account that Δp varies along the tendon. Results are shown below.



The following observations can be made:

- the detailed calculation shows that the losses are not strictly linear along the tendon, but depend on the distribution of the tendon deviation over the tendon length.
- the zone that is affected by the losses due to wedge draw-in (w) is effectively about 19.5m long.
- the post-tensioning force at the passive anchorage is for both cases equal to $0.65F_{pk}$.
- the difference between Case I and Case II only occurs because of the assumption for Case I that the total loss is distributed linearly over the tendon length.

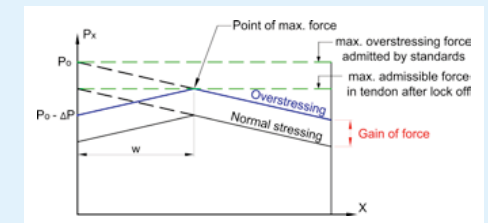
4.2.8 Overstressing of post-tensioning tendons

Most applicable codes and standards allow a temporary overstressing of the tendon, giving the following advantages:

- A significant increase in the post-tensioning force throughout the length of the tendon partially compensates for the loss of force resulting from friction. This results in a saving in the quantity of post-tensioning steel required.
- Attainment of the maximum admissible force P_{adm} , at a distance w from the anchorage. For most structures the bending moment governing the magnitude of post-tensioning force is not at the anchorage position.

The value of the overstress is fixed in applicable codes and standards. In addition it should be verified that the post-tensioning force in the tendon after transfer to the concrete remains below the allowable values: e.g. Eurocode 2 (EN 1992-1-1):

- Maximum force AFTER transfer of prestressing force to the concrete = $\text{Min} (0.75 f_{pk} ; 0.85 f_{p0.1k})$
- refer to section 4.1 of this brochure



Alternatively the wedge draw-in can be fully compensated for by adding 6mm shims between the anchor block and the bearing plate.

4.2.9 Stressing of tendons: 1 end stressing or 2 end stressing

The decision, whether to stress a tendon from one end or from both ends depends on the tendon length, its trajectory and the type of duct which is used.

For each particular case it shall be analyzed if there is an interest to stress the tendon from the end or from both ends. If stressing from both ends is required, the stressing is done from the two ends sequentially and not simultaneously.

As general rules, the following can be retained:

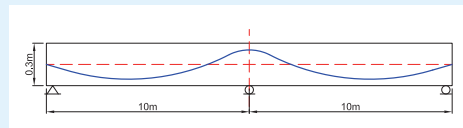
- short slab tendons are stressed from one side only
- long tendons with significant drape are stressed from both ends.

This section includes 3 examples, which shall serve as guide when defining the stressing ends and dead ends of tendons. The losses include immediate losses, time dependant losses are not considered.

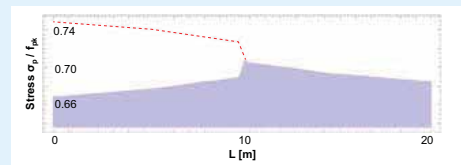
Short slab tendon:

Tendon of ~20m length over two spans with small drape (Slab thickness 30cm)

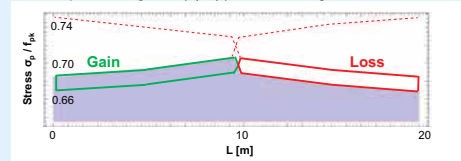
Tendon elevation:



Stress in prestressing steel (σ_p / f_{pk}) when stressing from one end:



Stress in prestressing steel (σ_p / f_{pk}) when stressing from both ends:

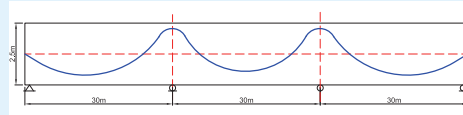


Stressing from both ends leads to:

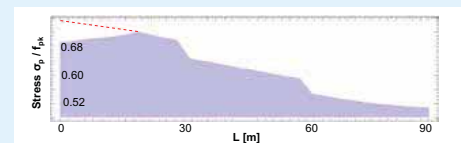
- small gain (~2% f_{pk}) near left anchorage
- small loss (~2% f_{pk}) near right anchorage due to wedge draw-in of 2nd stressing
- Overall: no benefit due to stressing from both ends, but basically just a reversal of force diagram because the wedge draw effects the force diagram over half the tendon length.

Long tendon:

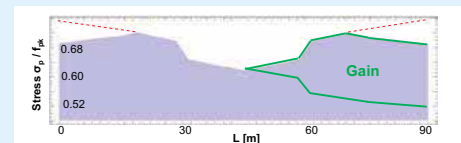
Tendon of ~90m length in webs of box girder with 2.5m height over 3 spans:



Stress in prestressing steel (σ_p / f_{pk}) when stressing from one end:



Stress in prestressing steel (σ_p / f_{pk}) when stressing from both ends:



Stressing from both ends leads to:

- significant gain (~18% f_{pk}) on right half of the tendon
- Overall: significant benefit due to stressing from both ends and therefore stressing from both sides is highly recommended.

For intermediate cases, the benefit of stressing from both sides has to be evaluated for each case. In general VSL recommends to stress tendons up to 30m with intermediate high points in metal ducts and tendons with simple parabolic profile in plastic ducts up to 40m to 50m from one side only.

4.3 Determination of tendon elongation

The elongation of a post-tensioning tendon is used for validation of the stressing operation. The measured tendon elongation is compared to the theoretical elongation and the difference shall be within clearly defined limits. For acceptance criteria reference shall be made to applicable codes and standards.

The exact definition of the tendon elongation ΔL is:

$$\Delta L = \underbrace{\int_0^L \frac{P_x}{E_s \cdot A_s} \cdot dx}_{\text{Post-tensioning steel}} + \underbrace{\int_0^L \frac{P_x}{E_c \cdot A_c} \cdot dx}_{\text{shortening of concrete}}$$

The second term can be neglected for most cases, except where the stresses in the concrete resulting from post-tensioning are high. Therefore the tendon elongation can be expressed in general by:

$$\Delta L = \int_0^L \frac{P_x}{E_s \cdot A_s} \cdot dx$$

It is recommended to use specialized software for the calculation of the tendon elongation. Calculation may be carried out without a software. However, for some irregular tendon profiles it may be necessary to vary Δ_p (force loss per m) along length of tendon instead of using a Δ_p averaged over full tendon length.

Using extension measurements to verify whether the theoretical force diagram has been achieved in the field is not a very exact method, since tendon elongation depends on many factors which may significantly vary in magnitude. E.g. modulus of elasticity is not a physical property guaranteed by the strand manufacturers. Results of measurements taken of samples from the same batch of strands may be different by up to 3 to 5%. It is therefore recommended to physically calibrate extension measurements at the beginning of a project by equipping a cable with stressing anchorages at both ends so that the prestressing force at the second anchorage can be directly measured by a simple lift off test.

The above equations of tendon elongation imply that the following parameters, which effect the elongation directly linearly, need to be accurate :

- Applied stressing force (use of calibrated jacks and pressure gauges)
- length of tendon
- as built tendon profile in line with profile defined on shop drawings and used for extension calculations

4.4 Considerations for the anchorage zone of tendons

The transfer of the prestressing forces from the anchorage into the concrete produces stresses that exceed the concrete strength and which must be withstood by special reinforcement. Furthermore, anchorages must be positioned at an adequate distance from the edge of the concrete and spaced at a minimum centre-to-centre distance, in order to guarantee the introduction of the prestressing force into the concrete. The required centre spacing and edge distance and the reinforcement needed in the local anchorage zone depend strongly on the concrete strength at the time of stressing, $f_{cm,0}$.

4.4.1 Required centre spacing and edge distance for PT anchorages

The required centre spacing, X , is indicated in the corresponding data sheets for VSL anchorages. An increase in the concrete strength at the time of stressing, $f_{cm,0}$, leads to a decrease in the required centre distance, X . The data sheets for VSL anchorages are presented in Section 2 of this technical section.

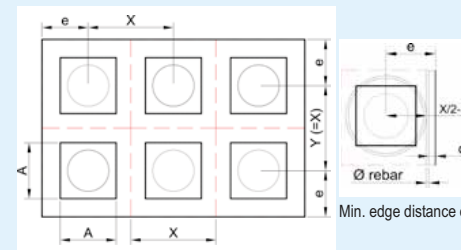
The VSL SLAB post-tensioning system features local anchorage zones with a rectangular shape (X by Y), designed to minimise the slab thickness.

The VSL MULTISTRAND post-tensioning systems (internal and external) feature local anchorage zones with a square shape (X by X). In situations with particular geometrical requirements, the local anchorage zones may be adapted to a rectangular shape. For specific details including information about corresponding local anchorage zone reinforcement, please contact your local VSL representative.

The minimum required edge distance, e , is calculated as follows:

$$e_x = \frac{X}{2} + c - 10mm + \varnothing \text{ rebar}$$

where c is the required concrete cover for passive reinforcement and \varnothing rebar is the diameter of the prestressed member's outer rebar layer(s). For load transfer testing in accordance with ETAG 013 (Guideline for European Technical Approval), the concrete cover is 10mm; this cover can be deducted for the calculation of the minimum required edge distance.



Distribution of six anchorages (in a local anchorage zone with a square shape)

Special considerations for partial stressing of tendons:

If the design specifies partial stressing or stressing of a tendon to a significantly lower force than the maximum stressing forces indicated in section 4.1, the required concrete strength at the time of stressing, $f_{cm,0}$, can be reduced as a function of the applied stressing force, as follows:

- for 50% of the full stressing force, the required concrete strength, $f_{cm,0}$, can be reduced to two thirds of the values specified in VSL data sheets
- for 30% of the full stressing force, the required concrete strength, $f_{cm,0}$, can be reduced to half of the values specified in VSL data sheets

4.4.2 Reinforcement of the local anchorage zone

The reinforcement required for the introduction of the post-tensioning force to the structure may be divided into three types:

a) Local zone reinforcement in the immediate vicinity of the anchorage (primary prism reinforcement)

For this purpose, spirals (helices), stirrups (orthogonal reinforcement) or a combination of both may be used. In the applicable standards and codes, this reinforcement is considered as an integral component of the anchorage and its design lies within VSL's field of responsibility. This reinforcement is specified in corresponding data sheets and may be only modified upon receipt of written approval from VSL.

A modification of the shape of the local anchorage zone implies that an adjustment to the local anchorage-zone reinforcement will be needed. For details contact your local VSL representative. Local zone reinforcement must be placed correctly in order to be effective: it should be centred around the anchorage axis and needs to start close behind the end form.

b) General zone of reinforcement to introduce the prestressing force into the structure (D regions; secondary prism reinforcement)

Applicable standards and codes state that the design of reinforcement needed for the introduction of the prestressing force into the structure (general zone) is within the responsibility of the project engineer.

Guidelines for its design can be found in VSL's report 'Detailing of post-tensioning'. Applicable load factors for the prestressing force and resistance factors for the materials should be considered in accordance with relevant standards.

Particular care is required for the design and detailing of D regions where external tendons are anchored, since prestressing forces cannot be directly introduced into cross-sectional elements.

c) Reinforcement for spalling forces near stress-free edges

This reinforcement is designed by the project engineer as part of the overall reinforcement of the structure.

4.5 Shear resistance of post-tensioned members

For the verification of the shear resistance of post-tensioned members the following must be considered:

- the vertical component of a post-tensioning tendon may be considered to increase the shear resistance, if favourable:

$$\Delta V_{Rd,P} = P_{\sigma} \cdot \sin \beta_p$$

- in the case of tendons with duct diameters $\varnothing \geq b_w / 8$, the ultimate resistance of the compression strut should be calculated on the basis of the nominal value of the web using:

$$b_{w,rem} = b_w - k_D \cdot \sum \varnothing$$

where $k_D =$

- 0.5 for grouted corrugated steel ducts
- 0.8 for grouted PT-PLUS® polymer ducts
- 1.2 for ungrouted ducts

- The shear strength of the concrete depends on the opening width of the critical shear crack. The normal force induced by post-tensioning tendons reduces the opening width of the critical shear crack and therefore leads to an increase in shear resistance. This is the case for shear in beams as well as for punching analysis of post-tensioned slabs.

For further information, reference should be made to applicable codes and standards.

5. DETAILING CONSIDERATIONS

This section gives an overview of geometrical constraints for the detailing of the tendon layout of post-tensioning tendons.

5.1 Detailing of tendon layout for INTERNAL tendons

5.1.1 Minimum centre spacing of anchorages

For spacing requirements of post-tensioning anchorages and required edge distances, refer to 4.4.1.

5.1.2 Minimum radii of curvature

VSL recommends limiting the radii of cable curvature to the following values in order for the behaviour in the deviated zone to be acceptable and for the ducts and tendons to be easily installed and handled and for the friction loss values to be met. The values are in line with the fib Model Code 2010.

- **Slab post-tensioning system** (values for tendon units 6-1 to 6-5):

Bonded slab system:

in elevation: $R_{min} \geq 2.5m$

in plan: $R_{min} \geq 6.0m$

Double curvature in plane (S-shape) has to be avoided, since the strands will be clamped when stressed individually.

- **Unbonded monostrand system:**

Plane/elevation: $R_{min} \geq 2.5m$

- **Internal multistrand post-tensioning system:**

$$R_{min} = 2.8 \cdot \sqrt{F_{pk}} \geq 2.5m \quad F_{pk} = \text{tendon breaking load in [MN]}$$

The value for Rmin should be considered in the plane of the tendon (taking into account combined tendon curvature in elevation and plan) :

$$R \sim \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{1}{R_{elevation}}\right)^2 + \left(\frac{1}{R_{plan}}\right)^2}}$$

Unit	R _{min}	Unit	R _{min}
[-]	[m]	[-]	[m]
6-1 - 6-3	2.5	6-22	6.9
6-4	3.0	6-27	7.7
6-7	3.9	6-31	8.2
6-12	5.1	6-37	9.0
6-15	5.7	6-43	9.7
6-19	6.4	6-55	11.0

Note:

The indicated values of Rmin apply for corrugated steel ducts and for PT-PLUS® polymer ducts. Exceptions below these values may be made in special cases such as loops (see below), and pre-bent smooth steel pipes. For further details please contact your VSL representative.

- **special application: L (loop) anchorage**

$$R_{min} = 0.6 \cdot \sqrt{F_{pk}} \geq 0.6m \quad F_{pk} = \text{tendon breaking load in [MN]}$$



5.1.3 Straight length behind the anchorage

It is recommended to lay out a rectilinear tendon segment at the back of the anchorage so that the strands do not display excessive deviation at the internal exit point of the anchorage. This straight length in an axial alignment varies with the size of the prestressing unit.

VSL recommends the following values:

- **Slab post-tensioning system:**

The trumpet length of the anchorage is sufficient for the required straight length behind the anchorage.

- **Internal multistrand post-tensioning system:**

$L_{min} = 0.8m$ for units up to 6-7

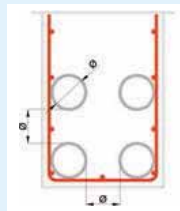
$= 1.0m$ for units sized 6-12 to 6-22

$= 1.5m$ for units 6-27 and larger

5.1.4. Distances between ducts

Distances between ducts should be determined in accordance with applicable codes and regulations. Based on the fib Model Code 2010, VSL recommends the following:

- minimum spacing between ducts is the outer duct diameter
- ducts for groups of curved tendons should be spaced and reinforcement provided such that the deviation forces from the curved tendons can be safely transferred around the adjacent duct on the inside of the curve. (This can always be checked directly with a local strut and tie model).
- Ducts for groups of tendons should have a minimum spacing that permits adequate placing and compaction of the concrete.
- Tendon ducts may touch locally if they cross approximately perpendicularly, or if they touch only over a small length longitudinally.
- Special attention is drawn to situations where an entire group of parallel tendons is deviated in a concrete element (for instance in the deck slab of a free cantilever bridge). Such cases need to be designed by using local strut and tie models, which will then also allow the designer to size the passive reinforcement required between the ducts.



5.1.5 Required concrete cover

Required concrete cover for post-tensioning tendons should be determined in accordance with applicable codes and regulations. The cover is chosen as a function of the class of exposure, bond and fire resistance.

5.1.6 Tendon supports

- **Slab post-tensioning system:**

Spacing between supports should not exceed 1m for large radii of curvature (~10m) and 0.5m for small radii of curvature.

- **Internal multistrand post-tensioning system:**

Spacing between supports s is given as a function of the duct diameter:

$$s \leq 10 \text{ to } 12 \times \phi_{duct}$$

Plastic half-shells are used to prevent PT-PLUS® ducts from being dented when installed in curved sections where $R < 2 \times R_{min}$

5.2 Detailing of tendon layout for EXTERNAL tendons

5.2.1 Minimum centre spacing of anchorages

For spacing requirements of post-tensioning anchorages and required edge distances, refer to 4.4.1.

5.2.2 Minimum radii of curvature

VSL recommends limiting the radii of cable curvature to the following values in order for the behaviour in the deviated zone to be acceptable and for the ducts and tendons to be easily installed and handled and for the friction loss values to be met. The values are in line with the fib Model Code 2010. The minimum radii of curvature should be considered for the deviator zone and the anchorage zone.

The value for Rmin should be considered in the plane of the tendon (taking into account combined tendon curvature in elevation and plan) :

$$R \sim \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{1}{R_{elevation}}\right)^2 + \left(\frac{1}{R_{plan}}\right)^2}}$$

Unit	Rmin	
	Deviator zone	Anchorage zone (steel pipe)
[-]	[m]	[m]
6-3 - 6-7	2.0	3.0
6-12	2.5	3.5
6-15	3.0	4.0
6-19	3.0	4.0
6-22	3.5	4.0
6-27	3.5	4.5
6-31	4.0	4.7
6-37	4.0	5.0
6-43	4.5	5.5
6-55	5.0	6.0

5.2.3 Straight length behind the anchorage

The trumpet length of the anchorage is sufficient to serve as the required straight length behind the anchorage provided curvature of tendon behind the trumpet has a minimum radius as given in table in 5.2.2 and respective steel pipe has been prebent to this anchorage zone radius in a steel workshop ensuring tight tolerances.

5.2.4 Distance between ducts

For external tendons, the required distance between ducts is generally governed by the spacing of anchorages in the anchorage zone and the deviator's diablo dimension respectively and by the load introduced to deviators in the deviator zone. Besides these structural constraints, VSL recommends provision of at least one duct diameter as minimum spacing between ducts.

5.2.5 Tendon supports

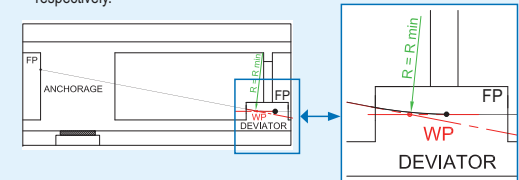
During installation, temporary support of PE pipes is required. During service life, permanent supports may be required if distances between deviators and/or anchorages exceed 15m for road bridges or 12m for railway bridges to avoid cable vibrations due to traffic loads.

5.2.6 Definition of the tendon profile

In order to allow replacement, the trajectory of an external tendon has to be a polyline, consisting of only straight and curved sections with constant radii of curvature.

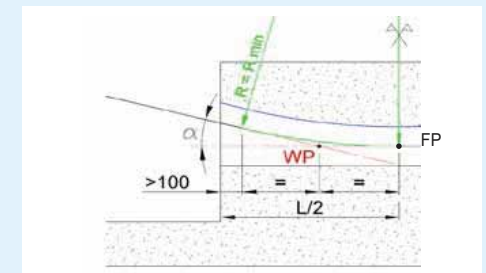
The construction of the profile is most easily carried by definition of:

- the fix points (FP) at anchorages and at low and high points
- the curved sections (with constant radii of curvature) at low and high points
- the working points (WP) at low and high points by fitting connecting tangents to curves at high and low point and to anchorage points respectively.



5.2.7 Detailing of 'Diablo' deviator

Detailing of the Diablo deviator should be carried out based on the following figures:



where:

- α = angular deviation of tendon (in space)
- R_{min} = minimum radius of curvature (\rightarrow 5.2.2)
- L = length of blister (function of α)

6. STRESSING EQUIPMENT AND CLEARANCE REQUIREMENTS

This section gives an overview of VSL stressing equipment. The stressing equipment should be chosen to suit the tendon units being used. Corresponding clearance requirements and block-out dimensions are presented in section 6.2.

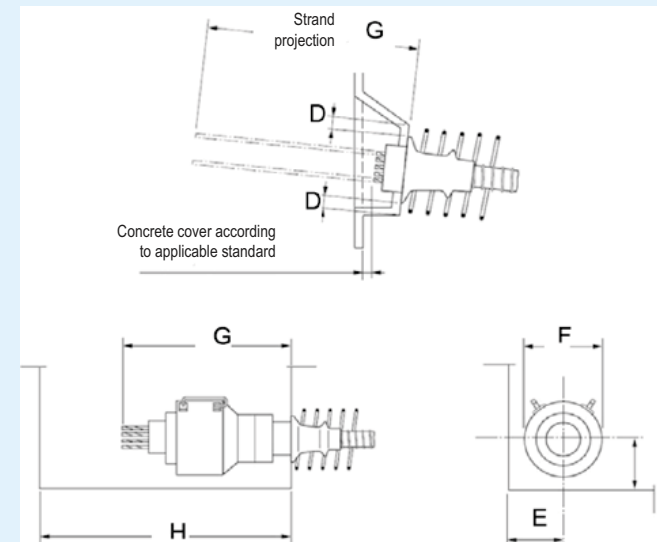
6.1 Stressing jack data



Designation	Max. Standard anchorage unit		Jack Capacity [kN]	Working Pressure [bar]	Testing Pressure [bar]	Piston Area [mm ²]	Stroke [mm]	Center Hole [mm]	Weight (Jack only) [kg]	Weight (With battery) [kg]	Recommended Pump
	0.5" Strand	0.6" Strand									
DKP-5	5-1 (ASTM)	-	147	473	-	3,103	200	-	19	-	PE 554/200
DKP-6	5-1	6-1	230	467	-	4,926	200	-	30	-	
ZPE-23-FJ	5-1	6-1	230	488	-	4,710	200	-	23	-	
ZPE-7A	5-7	6-4	1,064	523	600	20,360	160	82	80	115	EHPS-3/4 or EHPS-5
ZPE-12/St2	5-12	6-7	1,850	600	700	30,940	100	117	100	151	
ZPE 185	-	6-3, 6-4, 6-7	1,886	600	700	30,930	100	106	120	180	
ZPE-19	5-19	6-12	2,900	580	620	50,030	100	138	190	294	EHPS-3/4 or EHPS-5
ZPE-460/31	5-31	6-22	4,660	580	620	80,400	100	190	295	435	
ZPE-500	5-31	6-22	5,000	560	670	89,460	200	200	800	1064	
ZPE 580	-	6-12, 6-19, 6-22	5,805	610	700	95,170	150	190	455	660	EHPS10
ZPE-750	5-37	6-31	7,500	601	650	124,700	150	200	880	1100	
ZPE 980	-	6-27, 6-31, 6-37	9,750	590	700	165,230	150	238	790	1140	EHPS 22
ZPE-1000	5-55	6-43	10,000	553	650	180,950	200	270	1,900	2290	
ZPE-1250	5-55	6-55	12,500	577	650	216,800	150	270	1,265	1730	EHPS10
ZPE 1450	-	6-43, 6-48, 6-55	14,500	595	700	243,690	150	278	1,210	1685	

The above values may be reduced, if absolutely required.
In such case, the local VSL representative office should be contacted.

6.2 Block-out dimensions and clearance requirements



Block out dimension and clearance requirements

Designation	D min	E	F	G	H
			Width	Over length	Total length
DKP-5	-	-	162	340	950
DKP-6	-	-	240	480	1,000
ZPE-23-FJ	-	90	116	280	1,200
ZPE-7A	30	200	280	650	1,400
ZPE-12/St2	50	200	310	670	1,300
ZPE 185	50	180	300	620	1'220
ZPE-19	50	250	390	850	1,500
ZPE-460/31	60	300	485	700	1,500
ZPE-500	80	330	550	1,150	2,100
ZPE 580	80	280	500	860	1'620
ZPE-750	80	365	520	1,400	2,600
ZPE 980	80	360	650	950	1'760
ZPE-1000	80	450	790	1,300	2,400
ZPE-1250	90	375	620	1,350	2,700
ZPE 1450	90	420	770	1'010	1'850

The above values may be reduced, if absolutely required.
In such case, contact VSL.

VSL LOCATIONS

www.vsl.com

HEADQUARTERS

VSL INTERNATIONAL LTD.

Saegestrasse 76
CH - 3098 Köniz - Switzerland
Phone: +41 58 456 30 00
email: info@vsl.com

Americas

ARGENTINA

VSL Sistemas Especiales de
Construcción Argentina S. A.
BUENOS AIRES
Phone: +54 11 5272 87 52

BRAZIL

VSL Brasil Construção e
Recuperação Ltda
SAO PAULO
Phone: +55 113 521 7153/4

CANADA

Vorspann Systems Ltd
TORONTO
Phone: +1 416 477 1042

CHILE

VSL Sistemas Especiales de
Construcción S.A.
SANTIAGO
Phone: +56 2 2571 67 00

COLOMBIA

Sistemas Especiales de
Construcción S.A.S.*
BOGOTA
Phone: +57 1 226 6230

MEXICO

VSL Corporation Mexico S.A. de C.V.
MEXICO
Phone: +52 55 55 11 20 36

PERU

Sistemas Especiales de
Construcción Peru S.A.*
LIMA
Phone: +51 1 349 38 38
VSL PERU S.A.C
LIMA
Phone: +51 1 713 9832

UNITED STATES OF AMERICA

VStructural LLC*
BALTIMORE, MD
Phone: +1 410 850 7000

Africa

SOUTH AFRICA

VSL Construction Solutions (Pty) Ltd*
JOHANNESBURG
Phone: +27 10 492 1811

TUNISIA

VSL Switzerland Tunisia Branch
TUNIS
Tél.: +216 70 728 473

Europe

AUSTRIA

Porr Bau GmbH*
WIEN
Phone: +43(0)50 626-4233

CZECH REPUBLIC

VSL Systémy /CZ/, s.r.o.
PRAGUE
Phone: +420 2 51 09 16 80

FRANCE

VSL France S.A. (Bouygues TPRF)*
LABÈGE
Phone: +33 (0)5 33 65 96 59

GERMANY

VSL Systems GmbH
BERLIN
Phone: +41 58 456 30 30

NETHERLANDS

Heijmans Civiel b.v. Span en
Verplaatsingstechnieken*
ROSMALEN
Phone: +31 73 543 6611

NORWAY

Spennarmering Norge AS*
RUD
Phone: +47 98 21 02 31

POLAND

VSL Polska Sp. z o.o
WARSZAWA
Phone: +48 22 849 22 09

PORTUGAL

VSL Sistemas Portugal SA
PACO DE ARCOS
Phone: +351 21 445 83 10
Delegação Norte
VILA NOVA DE GAIA
Phone: +351 22 371 18 80

SPAIN

VSL Construction Systems SA
BARCELONA
Phone: +34 93 289 23 30

SWEDEN

Internordisk Spännarmering AB*
VÄSTERHANINGE
Phone: +46 10 448 11 42

SWITZERLAND

VSL (Switzerland) Ltd.
SUBINGEN
Phone: +41 58 456 30 30
SAINT LEGIER
Phone: +41 58 456 30 00

TURKEY

Mega Yapi Construction
& Trade Co. Ltd.*
ANKARA
Phone: +90 312 490 90 66

UNITED KINGDOM

VSL System (UK) Ltd
LUTON
Phone: +44 148 040 44 01

Middle East

SULTANATE OF OMAN

VSL Muscat LLC
MUSCAT
Phone: +971 4 885 7225

UNITED ARAB EMIRATES

VSL Middle East LLC
DUBAI, UAE
Phone: +971 4 885 7225

DOHA, QATAR

VSL Middle East
(Qatar) LLC

Asia

BRUNEI

VSL Systems (B) Sdn. Bhd.
BRUNEI DARUSSALAM
Phone: +673 2 380 153 / 381 827

CHINA PRC

VSE Engineering Corp., Ltd. (China)
HEFEI
Phone: +86 551 382 29 18

HONG KONG

VSL Hong Kong Ltd.
CHAI WAN
Phone: +852 2590 22 88

INDIA

VSL India Private Ltd.
CHENNAI
Phone: +91 44 4225 11 11

INDONESIA

PT VSL Indonesia
JAKARTA
Phone: +62 21 570 07 86

JAPAN

VSL Japan Corporation
TOKYO
Phone: +81 3 3346 8913

KOREA

VSL Korea Co. Ltd.
SEOUL
Phone: +82 2 553 8200

MALAYSIA

VSL Engineers (M) Sdn. Bhd.
KUALA LUMPUR
Phone: +60 3 7981 4742

PHILIPPINES

VSL Philippines Inc.
MANDALUYONG CITY
Phone: +632 571 6203

SINGAPORE

VSL Singapore Pte. Ltd.
SINGAPORE
Phone: +65 6559 12 22

TAIWAN

VSL Taiwan Ltd.
TAIPEI
Phone: +886 2 2759 68 19

THAILAND

VSL (Thailand) Co. Ltd.
BANGKOK
Phone: +66 2 679 76 15 – 19

VIETNAM

VSL Vietnam Ltd.
HANOI
Phone: +84 4 3976 5088
HO CHI MINH CITY
Phone: +84 8 810 6817

Australia

VSL Australia Pty Ltd
NEW SOUTH WALES
Phone: +61 2 9484 5944
QUEENSLAND
Phone: +61 413 945 978
VICTORIA
Phone: +61 3 9357 1184
SOUTH AUSTRALIA
Phone: +61 8 8252 1900
TASMANIA
Phone: +61 458 055 509
WESTERN AUSTRALIA
Phone: +61 8 9419 1119

Specialist Subsidiaries

VSL INFRASTRUCTURE PROTECTION LTD

SINGAPORE
Phone: +65 65 59 12 22
SYDNEY
Phone: +61 2 94 84 5944

INTRAFOR HONG KONG LTD.

CHAI WAN, HONG KONG
Phone: +852 2836 31 12
DUBAI, UAE
Phone: +971 4 885 7225

FT LABORATORIES LTD.

PING CHE, HONG KONG
Phone: +852 2758 48 61

VSL OFFSHORE PTE LTD

SINGAPORE
Phone: +65 6 559 13 05

(*) Licences

Copyright 01/2015, VSL International Ltd. Printed in France

The information set forth in this brochure including technical and engineering data is presented for general information only. While every effort has been made to insure its accuracy, this information should not be used or relied upon for any specific application without independent professional examination and verification of its accuracy, suitability and applicability. Anyone using this material assumes any and all liability resulting from such use. VSL disclaims any and all express or implied warranties of merchantability fitness for any general or particular purpose or freedom from infringement of any patent, trademark, or copyright in regard to the information or products contained or referred to herein. Nothing herein contained shall be construed as granting a license, express or implied under any patents.

LAMPIRAN
LEMBAR ASISTENSI



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax:031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raha S.
NAMA MAHASISWA	: Onca Geniah Lepura
NRP	: 3115105004
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Hotel Guest Surabaya dengan Sistem Senda dan beton Prategang monolit pasca tarik di lantai 13 dan atap
WAKTU PENGEMBALAN PROPOSAL	: 23 Maret 2017
NO. SP-MMTA	: 018329

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.		Pemaparan project dan lokasi Perhitungan Sebelumnya		
2.	7/4/17	<p>Onca → wawancara</p> <p>Cara Senda p Senda</p> <p>Senda</p> <p>baton akan diberikan di daerah Prategang</p> <p>struktur Senda ? tidak ada karena negatif</p> <p>baton Beton tersebut akan</p> <p>Senda Senda baton T Senda</p> <p>I baton T</p> <p>baton 21. duren</p> <p>baton baton T</p> <p>baton baton diberikan baton</p> <p>Senda baton dan Prategang V</p> <p>dan Prategang</p>		
3.	13/04/17	<p>Sudah dibayar konsep</p> <p>menentukan harga untuk prategang</p> <p>cara p tumpukan dan baton</p> <p>baton sudah diberikan di cara T</p> <p>menentukan prategang hanya ke baton</p> <p>baton Senda</p>		



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Prof. Dr. Ir. I Gusti P. R. R.
NAMA MAHASISWA	: Onca Gernu Lertu
NRP	: 3115105004
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain redesain perencanaan Struktur gedung hotel Quest Surabaya dengan sistem rangka dan balok prategang untuk perencanaan di Lt 13 & 21
GGAL ...OPOSAL	: 23 Maret 2019
NO. SP-MMTA	: 018 329

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
	20-04-2019	- Apakah saat ada gempa ada saat seluruh frame? dan besar berapa? jadi aman		
	25/4	- Apakah ditinjau U/ yg. APN? agar masuk - Apa saja kondisi di SAP? baik both end simulasi ok? \checkmark - Apa nilai momen 12 Strand Panel wine strand tengah? - Saat berapa Panel? - Lantai ini se tempat & Pys dikur - Koss. 2.5 % gmn? \checkmark - Momen one di 1900 kN? \rightarrow - Apakah semua restang tul telah tuan telah bertang decking center? - Kalo hit restang, npr tul geser tergasi atau restang? - Apakah semua U/ prestressnya hanya U/ tatan dead & Live sisa n gmn? hanya di kontinuasi dg tul lainnya? - Apakah proteksi busa saat P gempa di Cera? 4-04-17 - Cera Protection - Tanta Shearwall		

62



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Prof. Dr. I. I. Gusni Putri Raza
NAMA MAHASISWA	: Onca Benuh Reputa
NRP	: 310105004
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain redifinisi Struktur gedung hotel Guest Surabaya dengan arpa Jarak dan lantai prategang beton pasca tawar di lantai 13d atap
IGGAL ...OPOSAL	: 23 Maret 2017
NO. SP-MMTA	: 018729

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
	08-05-17	- tanya Ptdr mengenai waraun ditentukan terus - e ? - Cien mu sudah benar? - tui luan di ↑ ?		
	19-05-17	- tanya konsep kaidim - { Sheanuli Pondasi sudah / tdk		
	31-05-17	- SF Ren dari sudan panti Yuciano de court - gabung pondasi Sud & kaler di posion? makan sataway di kaler - keter sroom		
	05-06-17	- Ng > Vstarak girana ? - minta graft turunan - tanya kuit gabungan sudal kuit kuit n cara sama dg. ts. individu tdk ? - arak pextrasion - kendera nomen kerkoda - Cien pater peng gura ? - Jarak tui kaler di piler cap ? - tui di doker kendera di gabung di tambah 1 di tambah - kaler atasnya kaler di sudan nkr sara waranya	- stat kuit prategang dikala sede turunan kuit takaran caranta sama ? - keter kuit dikala - MM kendera agar tdk runak kuit kuit WU ≤ ϕ MM	



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raja
NAMA MAHASISWA	: Onca Gernah Lempay
NRP	: 3115100004
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain modifikasi struktur gedung rumah Quent Surabaya dengan sistem rangka dan balok Prategang beton pracetak di 1st dan 2nd floor
WAKTU PROPOSAL	: 23 Maret 2012
NO. SP-MMTA	: 018329

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	14 Juni 12	<ul style="list-style-type: none"> - Persewaan bus Lantur / Lurah Presinced - Persewaan alat pondasi beton - Cek kondisi lantai beton 	<ul style="list-style-type: none"> - Gambar ACI note dikam di rumah - Digeser di sand plaster - VCU, VCU 7 - Transfer ke rumah di Sadt 1000 mm 	

6



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukotilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax:031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Prof. Tawu, ST, MT, PhD
NAMA MAHASISWA	: ONCAT GEMURUH LEPUKA
NRP	: 3115105004
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain dan Konstruksi Struktur Gedung Hotel Quarter Surabaya menggunakan Sistem Ganda dan Balok Prategang monolit Pasca tumpu pada lantai 13 dan atap
GGAL : PROPOSAL	: 24 Januari 2017
NO. SP-MMTA	: 012873 / IT 2. 4.1 / PP. OF. 02.00 / 2017

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	20 Februari 2017	- Pembahasan hasil review proposal - Perencanaan Preliminary design	- Lanjut Struktur sekunder	
2.	27 Februari 2017	- Struktur sekunder (tangga, lantai lift, plat lantai, ...) - Kerangka (apron dan	- Lanjut. Rencanakan	
3.	8 Maret 2017	- Cek perencanaan untuk melanjutkan ke perhitungan perencanaan Struktur primer	- balok harus di divide - 1 Duga UxH - Selat 21x11 harus benar-benar sesuai - harus ada ke ketetapan - 3/12 node shape gini harus - dan Rencanakan torsi	
4	16 Maret 2017	- Cek SN 1 serta harus sesuai dengan SKI		

6



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax:031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Prof. Tawo, ST.MT. PhD.
NAMA MAHASISWA	: Oncot Gemuruh Lepura
NRP	: 3115105004
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain struktur struktur gedung hotel Quest Surabaya dengan sistem ganda dan bahan Prastasi beton Pasca tarik dilantai 13 dan atap
WAKTAL PROPOSAL	: 23 Maret 2017
NO. SP-MMTA	: 018329

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
	30-03-2017	- Ciri Kacokan - Ciri bat 6 - Ciri Struktur gres - Ciri divide lag	- Oh - Oh - Oh } Lanjutan	
	6-04-2017	- Ciri p datta - Analisis struktur - Verifikasi = MFE, Inersia, Perilaku - Ciri beton tekan vs SAP - Perat lohndi dan D10 - Perat; tensesan D10 SUGA - Ciri Beton Vden korundat u/ disain difungsi u/ C.Tg	- W - dila sendi P1250 bore Pasi VC - Gelas Pasi Ulin Dekam - Ylram Ulin - Ciri beton tekan beton - HBK beraturan rasio beton	
	18-04-2017	- Ciri transisi garara? - Pemasangan beton > 1/4 D gimara? - Ciri beton - Ciri tensesan -		

62



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Prof. Tawid, ST, MT, PhD
NAMA MAHASISWA	: Dhiaat Gaurah Lestari
NRP	: 3115105004
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain reditusasi struktur gedung hotel Quest Surabaya dengan menggunakan sistem ganda dan beton prategang dengan perantara di antara 13 dan 14
GGAL JOPASAL	: 23 Maret 2017
NO. SP-MMTA	: 018329

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
	27-04-17	<ul style="list-style-type: none"> - tawid 2 apa benar paham 2 bar - tawid 16 kolom dan waji nuan ndan ? - Cien perhitungan balok sudah benar - Cien perhitungan kolom sudah benar - 3 contoh H/B k ↳ hit nilai A3 ↳ interior, exterior, tepi ↳ persebaran H/B k ↳ menentukan lebar balok atau tawid ↳ tawid di H/B k sesuai kolom saja - tawid 201 / akhir ↳ dan 		
	18-05-17	<ul style="list-style-type: none"> - p. sloor yg. baru - p. waji: p. waji n n n n n n n n n n - T P di per derau - SF 16 - konsep C g. waji - US waji ↑↑↑ g. waji 	<ul style="list-style-type: none"> - waji Cien interior exterior 2022 - P, m, d. waji n p. waji 	

6

BIODATA PENULIS



Oncat Gemuruh Leputra lahir di kabupaten Lamongan pada tanggal 30 Juni 1994. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN Puter II Kembangbahu Lamongan, SMP Negeri II Lamongan dan SMA Negeri II Lamongan, DIII Teknik Sipil ITS Surabaya

Pendidikan selanjutnya ditempuh Penulis di Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya program LJ S1 pada tahun 2015 dan terdaftar dengan NRP 3115105004.

Selama masa perkuliahan, Penulis sempat aktif dalam kegiatan organisasi kemahasiswaan khususnya Unit Kegiatan Mahasiswa ITS. Penulis adalah mahasiswa dengan bidang studi struktur dengan gelar Sarjana Teknik yang diperolehnya pada tahun 2017 dengan judul Tugas Akhir “Desain Modifikasi Struktur Gedung Hotel Quest Surabaya Menggunakan Sistem Ganda Dan Balok Prategang Monolit Pasca Tarik Pada Lantai 13 Dan Atap”.

Contact Person :

Email : oncat.gemuruh@gmail.com

Line : @Oncat Gemuruh L (08564861594)